

Τ.Ε.Ι. ΠΑΤΡΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ ΣΤΟΝ
ΚΟΜΒΟ ΚΟΥΚΟΥ ΠΑΤΡΑΣ

ΕΥΡΙΠΙΔΗΣ ΕΥΡΙΠΙΔΟΥ
ΣΤΕΛΙΟΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΟΥ
ΓΙΩΡΓΟΣ ΠΑΝΤΕΛΑ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΑΝΔΡΕΑΣ ΧΡ. ΓΙΑΝΝΟΠΟΥΛΟΣ
ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Τ.Ε.Ι. ΠΑΤΡΑΣ

ΠΑΤΡΑ 2008

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Από τη στιγμή που ο άνθρωπος, παρατηρώντας τη φύση, ανακάλυψε έναν τρόπο να διασχίζει με ασφάλεια διάφορα φυσικά εμπόδια, όπως π.χ. ρυάκια, χαράδρες κλπ, η γέννηση της γεφυροποιίας έγινε πραγματικότητα. Οι τυχαία πεσμένοι κορμοί δένδρων πάνω από μικρά ποτάμια, τα φυσικά πέτρινα τόξα, αλλά και οι «κλιματσίδες» που συνέδεαν τις δυο μεριές ενός φυσικού εμποδίου, ήταν οι πρώτες παρατηρήσεις του, τις οποίες, επιμελώς αντιγράφοντας και με φαντασία τροποποιώντας, κατάφερε να προσαρμόσει στις δικές του ανάγκες. Πέρασαν βέβαια πολλά χρόνια, μέχρι τη στιγμή που εγκαταλείποντας τα φυσικά υλικά (λίθος, ξύλο), αρχίζει να χρησιμοποιεί κράματα σιδήρου (αρχές 19^{ου} αιώνα) αλλά και οπλισμένο σκυρόδεμα (αρχές 20^{ου} αιώνα), οπότε ανοίγονται πλέον νέοι ορίζοντες στη γεφυροποιία. Ο συνδυασμός και η συνεργασία των δύο αυτών υλικών (χάλυβας, σκυρόδεμα), έδωσε τη δυνατότητα για ζεύξη μικρών αλλά και μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς ενδιάμεση υποστήλωση, ενώ απ' την άλλη μεριά η αισθητική αναζήτηση μπήκε σε νέα φάση, και αναπτύχθηκε μεγάλη ποικιλία μορφών.

Οι γέφυρες γενικά, θεωρούνται από τις πλέον εντυπωσιακές κατασκευές μεταξύ των έργων περιοχής Μηχανικού, έχουν όμως παράλληλα και πολλές ιδιομορφίες και λεπτά σημεία στην ανάλυση, τη διαστασιολόγηση και την ανέγερση τους, γεγονός που καθιστά απαραίτητες κάποιες ιδιαίτερες γνώσεις γι' αυτούς που ασχολούνται με το αντικείμενο αυτό.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Εισαγωγή	
1. Ιστορική αναδρομή	5
2.Καταστροφές σιδηρών γεφυρών	16
3.Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα σιδηρών γεφυρών	19
4. Κατηγορίες σιδηρών γεφυρών	19
5. Γενικά δεδομένα μελέτης	20
6. Στοιχεία σιδηρών γεφυρών	21
7.Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών	
7.1 Γενικές αρχές σχεδιασμού.....	24
7.2Κανονισμοί.....	25
8.Χονδρική σχεδίαση πεζογέφυρας	
8.1Υπολογισμός αντιδράσεων.....	27
8.2 Καθορισμός μεγέθους κατασκευής και τοποθέτηση γενικών διαστάσεων.....	30
8.3 Προσδιορισμός φορτιών.....	31
8.3.1 Γενικά.....	31
8.3.2Υπάρχοντα-Μόνιμα φορτία	32
8.3.3 Κινητά φορτία	33
8.3.4 Συνδυασμοί φόρτισης	35
8.3.5 Αντιδράσεις των δυνάμεων στα στηρίγματα.....	35
8.3.5.1 Οι ροπές κάμψης στα σημεία	36
8.3.5.2 Διαγράμματα N,Q,M	37
9.Στατικός υπολογισμός	
Δομικοί χάλυβες και στοιχεία διατομής	39
9.1 Ταξινόμηση των διατομών σε κατηγορίες	40
9.1.1 Κατηγορία κορμού.....	40
9.1.2 Κατηγορία πέλματος	42
9.2 Στατικός υπολογισμός κύριων φορέων δοκών(HE-B600).....	42
9.2.1 Υπολογισμός δοκού σε θλίψη.....	42
9.2.2 Υπολογισμός δοκού σε λυγισμό.....	43

Πίνακας υπολογισμών	46
9.2.3 Υπολογισμός δοκού σε κάμψη	50
9.2.4 Υπολογισμός δοκού σε διάτμηση.....	52
10. Σχεδίαση τεμαχίων και υπολογισμός αντοχής τους	
10.1 Υπολογισμός της ένωσης δοκού με τις κλασικές μεθόδους υπολογισμού.....	55
10.2 Υπολογισμός αντοχής πυλώνα	61
10.2.1 Υπολογισμός αντοχής πυλώνα σε φαινόμενα λυγισμού.....	62
10.3 Υπολογισμός αντοχής ελάσματος από το οποίο αναρτώνται τα καλώδια	65
10.3.1 Υπολογισμός αντοχής συγκόλλησης.....	66
10.4 Σύνδεση καλώδιου με κύρια δοκό μέσο κομβοελάσματος	68
10.4.1 Υπολογισμός αντοχής συγκόλλησης.....	69
10.5 Αντοχή κοχλία συγκράτησης καλωδίου στον πυλώνα.....	71
10.6 Υπολογισμός αντοχής καλωδίων.....	74
11. Λεπτομερής σχεδίαση πεζογέφυρας	

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1. Ιστορική αναδρομή

Η συστηματική χρησιμοποίηση των κραμάτων του σιδήρου στην κατασκευή σιδηρών γεφυρών, στις οποίες το κυρίως φέρον σύστημα συντίθεται από σιδηρά στοιχεία, άρχισε περί το τέλος του 18^{ου} αιώνα, όπου τοποθετείται και η έναρξη της πλέον αξιολογής περιόδου της γεφυροποιίας. Με δεδομένα τα πολλαπλά πλεονεκτήματα του υλικού αυτού στις διάφορες μορφές του (χυτοσίδηρος, πολτοπαγής ή ρευστοπαγής σίδηρος, χάλυβες υψηλής αντοχής), έναντι των μέχρι τότε εν χρήσει φυσικών υλικών (λίθος και ξύλο), διανοίγονται πλέον νέοι ορίζοντες για την γεφυροποιία, η οποία καλείται να παρακολουθήσει την πρόοδο των μέσων συγκοινωνίας και της τεχνολογίας, αλλά και τις διαρκώς αυξανόμενες απαιτήσεις του ανθρώπου (μετακινήσεις, διακίνηση αγαθών κλπ). Παράλληλα και σταδιακά εγκαταλείπεται ο εμπειρισμός και παραχωρεί τη θέση του στην ασφαλέστερη και ακριβέστερη ανάλυση μέσω γραφικών στην αρχή και αναλυτικών στη συνέχεια μεθόδων υπολογισμού. Οι μέθοδοι κατασκευής και ανέγερσης, μέρα με τη μέρα βελτιώνονται, ενώ η επαναστατική εξέλιξη της βιομηχανίας του σιδήρου δίνει τη δυνατότητα μαζικής παραγωγής του απαραίτητου υλικού, σε ποιότητες συνεχώς βελτιούμενες. Γίνεται μ' αυτό τον τρόπο δυνατή η ζεύξη όλο και μεγαλύτερων ανοιγμάτων χωρίς μεσολάβηση ενδιάμεσων στηρίξεων, με αποκορύφωμα τη κρεμαστή γέφυρα Akashi-kaikyō (Ιαπωνία 1998), που έχει σήμερα το μεγαλύτερο ελεύθερο άνοιγμα μεταξύ των πυλώνων (1990m), ενώ σύμφωνα με τις εκτιμήσεις των ειδικών, υπάρχει η δυνατότητα μελλοντικά το ελεύθερο άνοιγμα να φθάσει και να ξεπεράσει τα 3000m.

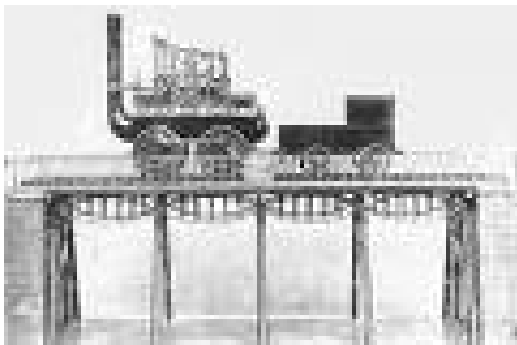
Από την άλλη μεριά, η εμφάνιση του σκυροδέματος (απλού, οπλισμένου και στη συνέχεια προεντεταμένου) στις αρχές του 20^{ου} αιώνα, προκάλεσε μεν τον οικονομικό ανταγωνισμό των δύο αυτών υλικών, συντέλεσε όμως στην εξεύρεση της τεχνικά αρτιότερης και της οικονομικά βέλτιστης λύσης στα προβλήματα της γεφυροποιίας, με αποκορύφωμα την ανάπτυξη κατά τις τελευταίες δεκαετίες των σύμμικτων κατασκευών, όπου η συνεργασία των δύο υλικών οδηγεί στην αξιοποίηση των αποτελεσμάτων τους κατά τον καλύτερο δυνατό τρόπο.

Στη συνέχεια, δίνονται ορισμένα χαρακτηριστικά παραδείγματα σιδηρών γεφυρών, από την πρώτη τους εμφάνιση μέχρι σήμερα.

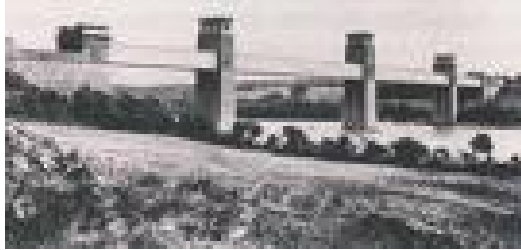
Η πρώτη στον κόσμο σιδηρά οδική γέφυρα κατασκευάστηκε από χυτοσίδηρο στον ποταμό Severn της Αγγλίας (1776-1779). Αποτελείται από πέντε τοξωτούς κύριους φορείς, με άνοιγμα 30,50m, ύψος τόξου 12m και πλάτος γέφυρας 7,30m.



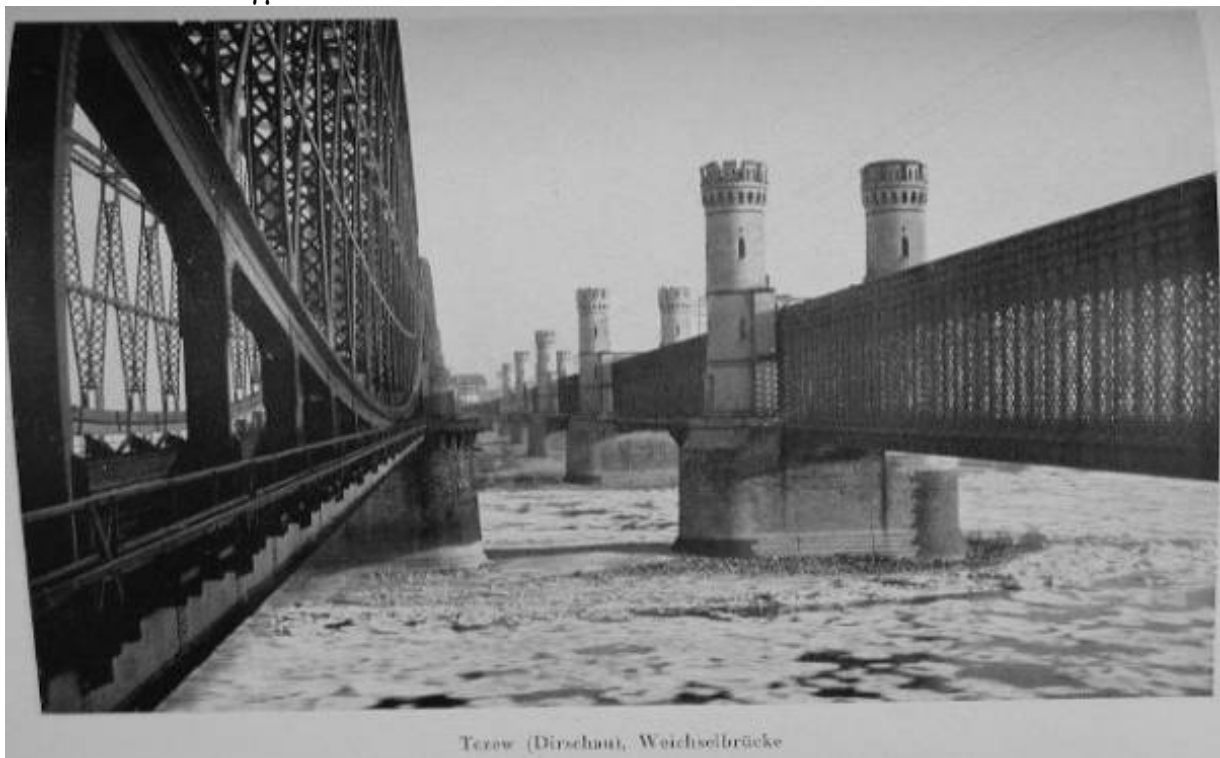
Στην Αγγλία κατασκευάστηκε και η πρώτη στον κόσμο σιδηροδρομική γέφυρα το 1824, στη γραμμή Stockton-Darlington, με χυτοσίδηρες κύριες δοκούς αμφίκυρτης μορφής, ανοίγματος 3,80m.



Η σιδηροδρομική γέφυρα Britannia(1846-1850),κατασκευάστηκε από πολτοπαγή σίδηρο, με κύριο φορέα συνεχή δοκό δύο ανοιγμάτων (71,90m+ 141,73m) και διατομή κλειστού ορθογωνικού σχήματος διαστάσεων 4,27m x 9,14m



Η σιδηροδρομική γέφυρα απλής τροχιάς στο Dirschau της Γερμανίας (1851-1855) είναι η πρώτη μεγάλη γέφυρα με κύριο φορέα δικτυωτή δοκό. Δίπλα σ' αυτήν κατασκευάστηκε αργότερα (1889-1891)από τον Schwedler νεότερη σιδηροδρομική γέφυρα με κύριο φορέα δικτυωτή αμφίκυρτη δοκό με διαγώνιες διπλής δικτύωσης και ενδιάμεσο πλέγμα, ενώ το κατάστρωμα ήταν αναρτημένο από το κάτω πλέγμα



Η σιδηροδρομική γέφυρα Firth of forth (1883-1891), διπλής τροχιάς, κατασκευάστηκε με κύριες ράβδους σωληνωτής διατομής (μέγιστη διάμετρος 3,66 m)από ρευστοπαγή χάλυβα. Το ελεύθερο άνοιγμα μεταξύ των βάθρων είναι 521m,

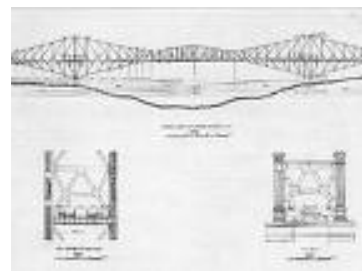
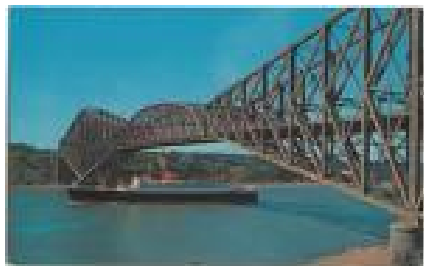
ενώ το ύψος του δικτυώματος παρά τα βάθρα είναι 105m. Το ύψος αυτό, γίνεται 12,50 m στο σημείο στήριξης του ενδιάμεσου αμφιέριστου τμήματος. Ο φορέας είναι δικτυωτή δοκός Gerber, όπου τα ογκώδη δικτυώματα ξεκινούν από τα βάθρα υπό μορφή προβόλου και προς τις δύο κατευθύνσεις, και στηρίζουν στο άκρο τους τα αμφιέριστα μεσαία δικτυώματα, τα οποία μεταφέρθηκαν κατά τη φάση ανέγερσης με πλωτά μέσα επί τόπου. Όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα, ο δικτυωτός φορέας γίνεται πιο πλατύς στη βάση, έτσι ώστε να αυξηθεί η ευστάθεια του. Από το 1965 έχει κατασκευασθεί δίπλα σ' αυτήν μία καινούργια κρεμαστή γέφυρα, όπως φαίνεται στο ίδιο σχήμα.



Της ίδιας εποχής (1884) είναι και η σιδηροδρομική γέφυρα Trisanna στη Αυστρία, με κύριους φορείς σιδηρές αμφίκυρτες δοκούς, στηριζόμενες σε λίθινους πυλώνες.



Το 1904 άρχισε η κατασκευή της γέφυρας Quebec στον ποταμό St. Lawrence (Καναδάς). Είναι του ίδιου τύπου με τη γέφυρα Forth (συνεχής δικτυωτή δοκός με αρθρώσεις) με το μεγαλύτερο μέχρι σήμερα μεσαίο άνοιγμα για δικτυωτές δοκούς (459 m). Η γέφυρα αυτή αποπερατώθηκε μετά από πολλές δυσκολίες και καταστροφές, που θα περιγραφούν στην επόμενη παράγραφο, μόλις το 1917.



Η οδοφόρος γέφυρα New Orleans στο Mississippi (USA, 1958), ενώ είναι πολύ μεταγενέστερη, βασίζεται (όπως και πολλές άλλες), στην ίδια ιδέα με τη Forth και τη Quebec, και έχει μεσαίο άνοιγμα 480m.



Στην κατηγορία των τοξωτών γεφυρών, από τις πρώτες γέφυρες μεγάλου ανοίγματος είναι η σιδηροδρομική γέφυρα Garabit (1880-1884), με κατασκευαστή το γνωστό G. Eiffel (1832-1923), κατασκευαστή και του ομώνυμου πύργου στο Παρίσι (1889), ύψους 330m. Μια συνεχής δικτυωτή δοκός υποβαστάζει το κατάστρωμα και στηρίζεται σε πέντε δικτυωτά μεταλλικά βάρθρα μεταβλητής διατομής (λόγω των ισχυρών ανεμοπιέσεων), καθώς και σε δικτυωτό αμφιαρθρωτό τόξο ανοίγματος 165m.



Η γέφυρα Hell Gate(α) (New York, 1917) με άνοιγμα 298m, η γέφυρα του Sydney (β) (Αυστραλία, 1932) με άνοιγμα 503m και πλάτος 49m, καθώς και η γέφυρα Bayonne στο ποταμό Kill van Kull(γ) (New York, 1931) με άνοιγμα 510m, αποτελούν κλασικά παραδείγματα παλαιών τοξωτών γεφυρών.



α)



β)

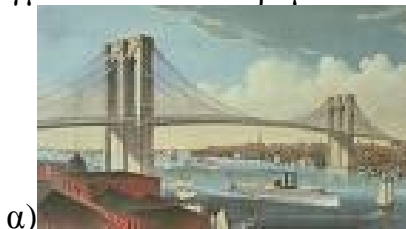


γ)

Στην κατηγορία των κρεμαστών γεφυρών, που ήταν από παλιά μια προσφιλή λύση για τη ζεύξη μικρών και μεγάλων ανοιγμάτων, βασισμένη στη διαίσθηση και την εμπειρία παρά σε στατικές αναλύσεις, από τα πρώτα δείγματα είναι η γέφυρα Menai (Αγγλία, 1819-1826) με καλώδια ανάρτησης άλυσο από σφυρήλατο σίδηρο (αμφιαρθρωτά ελάσματα μήκους 3m με ειδική διαμόρφωση στα άκρα για τη μεταξύ τους σύνδεση μέσω βλήτρων Φ76). Η γέφυρα είχε άνοιγμα 177m και πλάτος 9m, ήταν δε αναρτημένη από τέσσερις αλύσους των τεσσάρων λεπίδων η κάθε μια.



Η γέφυρα Brooklyn(α) (1870-1883) επί του East River με κύριο άνοιγμα 488m και δύο πλευρικά 284m, η γέφυρα G. Washington(β) (New York, 1927-1931) με κύριο άνοιγμα 1067m, πλάτος 36,5m, ύψος πυλώνων 198m και διάμετρο κάθε καλωδίου 76cm (σύνθεση 26474 συρμάτων), καθώς και η γέφυρα Golden Gate(γ) στο San Francisco (1933-1937) με κύριο άνοιγμα 1280m, πλάτος 18,3m, ύψος πυλώνων 227,5m και διάμετρο κάθε καλωδίου 93cm (27512 σύρματα), είναι μερικά δείγματα παλαιών κρεμαστών γεφυρών.



α)



β)



γ)

Στις εικόνες που ακολουθούν φαίνεται, (α) ολόσωμη γέφυρα στο Ρήνο, κιβωτοειδούς μεταβλητής διατομής, τριών ανοιγμάτων (132+184+121m), με ύψος στη στήριξη 7,80m και στο μεσαίο άνοιγμα 3,3m (Γερμανία, 1946), και (β) ολόσωμη γέφυρα (και αυτή στο Ρήνο) με τέσσερις κύριες δοκούς μεταβλητής διατομής, τριών ανοιγμάτων (99+196+99 m), με ύψος 11m στη στήριξη και 3,45m στο μεσαίο άνοιγμα (Γερμανία, 1948).



α)

Πιο κάτω ακολουθούν οι δικτυωτές γέφυρες, (α) Tonegawa (Ιαπωνία, 1972), (β) Francis Scott Key (Βαλτιμόρη, USA 1978) με κύριο άνοιγμα 360m, και(γ) Kuronoseto (Ιαπωνία,1974)

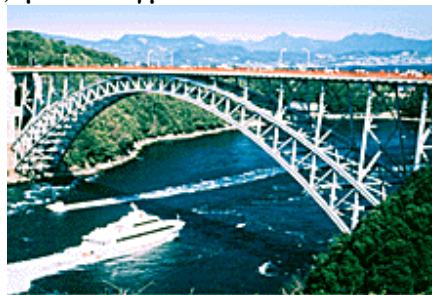


Φαίνονται πιο κάτω διάφοροι τύποι τοξωτών γεφυρών:

(α) Matsushima(Ιαπωνία)με άνοιγμα 126m και διάμετρο σωληνωτών τόξων 1,80m



(β) Saikai (Ιαπωνία, 1955) με άνοιγμα 243m



(γ) Matoya (Ιαπωνία)



(δ) New River Gorge (USA) με το μεγαλύτερο άνοιγμα σε τοξωτό δικτυωτό φορέα (510m), πλάτος καταστρώματος 22m και ύψος πάνω από το ποτάμι 268m



(ε) Schwabelweis στο Δούναβη (Regensburg, 1982)



(στ) Fehmarnsund με άνοιγμα 248m και διατομή τόξου 1,90 x 3.30 m, όπου η συνένωση των δύο τόξων στη κορυφή συντελεί στη καλύτερη παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων και της ανεμοπίεσης



(ζ) Milwaukee (USA), όπου γίνεται συνδυασμός εύκαμπτων τόξων με δύσκαμπτες δοκούς καταστρώματος.



Στην κατηγορία των πλαισιωτών γεφυρών ορισμένες από τις οποίες μπορούν να υπαχθούν και στις τοξωτές, αναφέρονται οι:

(α) Kinki (Ιαπωνία) με άνοιγμα 116m



(β) Sfalassa Gorge (Ιταλία), όπου η δοκός του καταστρώματος (σε ύψος 250m πάνω από τον ποταμό) έχει ύψος 6,40m και ανοίγματα 108+160+108m.



Μερικές γέφυρες αναρτημένες με ευθύγραμμα καλώδια είναι :

(α) North (Düsseldorf, 1958), έχει δύο ζεύγη μεμονωμένων πυλώνων (διαστάσεων 1,90+1,55m) ύψους 40m, το δε κατάστρωμα (πλάτους 26,60m) στηρίζεται σε μεταλλική κιβωτοειδή διατομή ύψους 3,12m και αναρτάται από παράλληλα διατεταγμένα ευθύγραμμα καλώδια (τρία από κάθε πυλώνα)



(β) Mannheim (Ρήνος, 1971) στηρίζεται σε ένα πυλώνα ύψους 70m μορφής Α, με ανοίγματα 287+125m

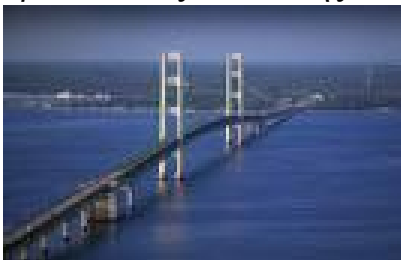


(γ) Flehe στο Ρήνο (Düsseldorf, 1979) με κύριο άνοιγμα 368m, στηρίζεται σε ένα πυλώνα μορφής ανάποδου Υ και έχει ένα επίπεδο καλωδίωσης



Τέλος παρουσιάζονται κρεμαστές γέφυρες με καμπύλα καλώδια, μια μορφή που, όπως αναφέρθηκε ήδη, χρησιμοποιήθηκε από πολύ παλιά:

(α) Mackinac Straits (Michigan, 1957) με κύριο άνοιγμα 1140m, ύψος κιβωτοειδούς δικτυωτής διατομής καταστρώματος 11,60m και πλάτος 15m



(β) Tacoma Narrows (USA), η οποία αντικατέστησε την καταστραφείσα από την ανεμοπείση το 1940 παλαιά γέφυρα



(γ) Verrazano Narrows (New York, 1964), με κύριο άνοιγμα 1298m, διώροφη



(δ) Humber (England, 1980) με κύριο άνοιγμα 1410m και πυλώνες από σκυρόδεμα ύψους 152m



2. Καταστροφές σιδηρών γεφυρών

Οι κυριότερες αιτίες καταστροφής σιδηρών γεφυρών είναι οι ακόλουθες:

- Λανθασμένος υπολογισμός ή μόρφωση (λυγισμός, δυναμική φόρτιση)
- Αμέλεια ή προφανή σφάλματα (παραλείψεις στην κατασκευή).
- Κακή ποιότητα υλικού.
- Υπερφόρτωση (πέραν των φορτίων υπολογισμού).
- Πρόσκρουση οχημάτων ή πλοίων.
- Εκτροχίαση σιδηροδρομικών συρμών.
- Απρόβλεπτες μετακινήσεις εδάφους θεμελίωσης.
- Σεισμός – άνεμος – χιόνι.
- Πλημμύρα – πυρκαγιά.
- Πόλεμος.

Σε όλη την εξελικτική διαδρομή της γεφυροποιίας κατά τους δύο τελευταίους αιώνες, υπάρχει μεγάλος αριθμός μερικής ή καθολικής καταστροφής σιδηρών γεφυρών λόγω των παραπάνω αιτιών. Ενδεικτικά αναφέρονται οι ακόλουθες:

Η καταστροφή της Brighton Chain Pier το 1836 λόγω ανεμοθύελλας.



Η καταστροφή της χυτοσιδηράς σιδηροδρομικής γέφυρας Ashtabula (Ohio, USA 1865) ανοίγματος 50m, κατά τη διάρκεια χιονοθύελλας, με 100 και πλέον νεκρούς. Η καταστροφή αποδόθηκε στην κακή ποιότητα του υλικού.



Η καταστροφή της σιδηροδρομικής γέφυρας Tay (Αγγλία, 1878) συνεχούς δικτυωτής, με μέγιστο άνοιγμα 80m, εξαιτίας ανεμοθύελλας που προκάλεσε

ανύψωση της γέφυρας από τα βάθρα και στη συνέχεια την ανατροπή, με αποτέλεσμα να σκοτωθούν οι 200 επιβάτες της αμαξοστοιχίας που περνούσε εκείνη την ώρα. Αιτία της καταστροφής θεωρήθηκε η κακή σύνδεση των στηρίξεων με τα βάθρα (ανύψωση από τα βάθρα λόγω φόρτισης του γειτονικού ανοίγματος).



Η καταστροφή της σιδηροδρομικής γέφυρας Birns (Ελβετία, 1875), η οποία ήταν αμφιέρειστη λοξή δικτυωτή κάτω βάσης, ανοίγματος 42m. Κατέρρευσε το 1891 μαζί με διερχόμενη υπερφορτωμένη αμαξοστοιχία (75 νεκροί) λόγω λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων. Από τις πολύπλευρες έρευνες του θέματος αυτού προέκυψαν οι εμπειρικοί τύποι του Tetmajer και οι θεωρητικοί τύποι του Engesser.



Η καταστροφή λόγω αστάθειας του άνω θλιβόμενου πέλματος, της οδοφόρου γέφυρας στον Morawa (Σερβία, 1892) ανοίγματος 3x61m, κατά τη δοκιμαστική

φόρτιση παραλαβή της, οπότε υπέστη καταστρεπτικές παραμορφώσεις λόγω λυγισμού



Η καταστροφή της γέφυρας του Quebec (Καναδάς, 1900-1917), στην οποία κατά τη διάρκεια της κατασκευής προκλήθηκε λυγισμός μιας θλιβόμενης ράβδου του κάτω πέλματος (διαστάσεων 1,40x1.40 m) κοντά στο βάθρο (βέλος 18mm), και στη συνέχεια κατάρρευση με 82 νεκρούς. Δεύτερη κατάρρευση στην ίδια γέφυρα προκλήθηκε κατά τη φάση ανύψωσης του μεσαίου αμφιέριστου φατνώματος (ανοίγματος 250 m), μετά από θραύση ενός από τους ανυψωτικούς γρύλους.

Η κατάρρευση της κρεμαστής γέφυρας Tacoma Narrows (USA, 1940), με μεσαίο άνοιγμα 885m, πλάτος καταστρώματος 12m και αναρτημένη ολόσωμη δοκό ύψους 2,50m. Κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας, η γέφυρα υπεβλήθη σε πολύωρη συνεχή ταλάντωση και κατόπιν κατάρρευσε. Αιτία της κατάρρευσης απεδείχθη ότι ήταν η δυναμική επιρροή του ανέμου (πίεση ανέμου 65 kg/m^2), η οποία είναι σημαντική σε εύκαμπτες γέφυρες μεγάλων ανοιγμάτων. Σημειώνεται ότι οι υπολογισμοί είχαν γίνει για στατική ανεμοπίεση 244 kg/m^2 .



Η κατάρρευση κατά τη φάση της ανέγερσης της γέφυρας Second Narrows στο Vancouver (Καναδάς, 1958). Κατ' αυτήν, δύο ανοίγματα κατέρρευσαν και σκοτώθηκαν 18 άνθρωποι. Το τραγικό της ιστορίας είναι ότι πριν το ατύχημα, ένας τεχνικός της κατασκευαστικής εταιρίας ανακάλυψε κάποιο λάθος και σημείωσε στα κατασκευαστικά σχέδια ορισμένες αλλαγές, οι οποίες όμως στη συνέχεια αγνοήθηκαν ή θεωρήθηκαν ασήμαντες και μπορεί να έπαιξαν καθοριστικό ρόλο στην κατάρρευση που ακολούθησε.

3. Πλεονεκτήματα – Μειονεκτήματα

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα των σιδηρών και σύμμικτων γεφυρών απορρέουν από τις ιδιότητες του χάλυβα και είναι τα ακόλουθα:

- Υψηλή αντοχή (λεπτές διατομές, μικρό ίδιο βάρος, οικονομία υλικού και χώρου).
- Ολκιμότητα (εκτεταμένη παραμόρφωση χωρίς αστοχία).
- Ομοιομορφία υλικού (επιστάμενοι έλεγχοι κατά την παραγωγή).
- Μεγάλη διάρκεια ζωής (απεριόριστη για τακτική συντήρηση).
- Ταχύτητα ανέγερσης (προετοιμασία σε εργοστασιακούς χώρους).
- Τροποποίηση ή ενίσχυση υπαρχουσών γεφυρών (για αύξηση ωφέλιμου φορτίου).
- Επαναχρησιμοποίηση υλικού.
- Ευκολία προκατασκευής.
- Άριστα αισθητικά αποτελέσματα.

Ως κυριότερο μειονέκτημα αναφέρεται η σκωρίαση, η οποία αποτελεί την «Αχίλλειο πτέρνα» γενικά των σιδηρών κατασκευών. Αυτό συνεπάγεται αύξηση του κόστους συντήρησης έναντι άλλων υλικών.

4. Κατηγορίες σιδηρών γεφυρών

Ανάλογα με τον εκάστοτε εξεταζόμενο παράγοντα, οι σιδηρές και οι σύμμικτες γέφυρες μπορούν να ταξινομηθούν σε διάφορες κατηγορίες, ανεξάρτητες μεταξύ τους, οι κυριότερες από τις οποίες είναι οι ακόλουθες:

- Προορισμός (οδικές, σιδηροδρομικές, μικτές, πεζογέφυρες, γέφυρες αγωγών, γερανογέφυρες, γέφυρες ταινιοδρόμων κλπ).
- Στατική μορφή κύριων δοκών (αμφιέριστες, συνεχείς με ή χωρίς αρθρώσεις, πλαισιωτές, τοξωτές, κρεμαστές με ευθύγραμμο ή καμπύλο καλώδια κλπ).
- Μόρφωση κύριων δοκών (αμφιέριστες, συνεχείς ή κιβωτοειδείς, και δικτυωτές μορφής V, N, K κλπ, ισοστατικές ή υπερστατικές εσωτερικά).
- Θέση καταστρώματος (άνω, μέσης, και κάτω διάβασης).
- Αριθμός καταστρωμάτων (μονώροφες και διώροφες).
- Είδος συνδέσεων (ηλωτές, κοχλιωτές, συγκολλητές).

- Λοξότητα (ορθές, λοξές).
- Γεωμετρική χάραξη άξονα (ευθύγραμμες ή καμπύλες, οριζόντιες ή κεκλιμένες)
- Διάρκεια χρήσης (μόνιμες, προσωρινές, λυόμενες).
- Κινητότητα (σταθερές και κινητές, π.χ. κυλιόμενες, κατακόρυφα ανυψούμενες, περιστρεφόμενες περί κατακόρυφο ή οριζόντιο άξονα, βυθιζόμενες κλπ)

Είναι ευνόητο, ότι κάθε γέφυρα εντάσσεται σε όλες τις παραπάνω κατηγορίες. Έτσι μια γέφυρα μπορεί να είναι π.χ. οδική, αμφιέριστη, δικτυωτή, κάτω βάσης, μονώροφη, κοχλιωτή, ορθή, ευθύγραμμη, οριζόντια, μόνιμη και σταθερή.

5. Γενικά δεδομένα μελέτης

Προκειμένου να γίνει οριστική επιλογή τόσο του υλικού, όσο και του είδους του φορέα (σύμφωνα με τα προαναφερθέντα στην παράγραφο 4), είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη μια σειρά παραγόντων, οι σπουδαιότεροι από τους οποίους είναι:

- φυσικά χαρακτηριστικά της περιοχής (τοπογραφία, γεωλογικά χαρακτηριστικά, έδαφος θεμελίωσης, υδρολογικά στοιχεία, σεισμολογικά χαρακτηριστικά, καιρικές συνθήκες κλπ).
- Σκοπός του έργου (είδος και πυκνότητα κυκλοφορίας, μελλοντική πρόβλεψη, ταχύτητα ανέγερσης, διάρκεια ζωής, αισθητικές απαιτήσεις κλπ).
- Τοπικές συνθήκες (δυνατότητα πρόσβασης, προβλήματα κατασκευής, εργατοτεχνικό προσωπικό κλπ).

Μετά τη μελέτη όλων αυτών των παραγόντων, προσδιορίζονται οι δύο-τρεις προσφορές για την περίπτωση λύσεις, από την τεχνοοικονομική σύγκριση των οποίων επιλέγεται η πλέον ενδεδειγμένη, και ακολουθεί η οριστική μελέτη και η κατασκευή.

6. Στοιχεία σιδηρών γεφυρών

Τα στοιχεία από τα οποία συντίθεται μια σιδηρά γέφυρα, είναι τα ακόλουθα:

- **Κατάστρωμα**

Δέχεται απευθείας τα κινητά φορτία της γέφυρας και τα μεταβιβάζει στις κύριες δοκούς. Διακρίνεται στο επίστρωμα και στις δοκούς καταστρώματος. Το επίστρωμα, στις οδοφόρες αποτελείται από το οδόστρωμα και τη φέρουσα πλάκα (από σκυρόδεμα ή μεταλλικά ελάσματα). Στις σιδηροδρομικές γέφυρες με ανοικτό κατάστρωμα, από τους στρωτήρες και τις σιδηροτροχιές, ενώ για κλειστό κατάστρωμα υπάρχει και το έρμα με τη φέρουσα πλάκα. Οι δοκοί του καταστρώματος είναι οι μηκίδες (παράλληλες προς τις κύριες δοκούς) και οι διαδοκίδες (κάθετες προς τις κύριες δοκούς), οι οποίες μεταφέρουν τα φορτία στις κύριες δοκούς. Στο κατάστρωμα ανήκουν και τα πεζοδρόμια της γέφυρας.

- **Κύριες δοκοί ή κύριοι φορείς**

Παραλαμβάνουν και μεταφέρουν όλα τα φορτία της γέφυρας (μόνιμα και κινητά) μέσω των εδράνων στα βάθρα. Υπό την έννοια αυτή, στους κύριους φορείς ανήκει και το σύστημα των καλωδίων (ευθύγραμμων ή καμπύλων) και των αντίστοιχων πυλώνων (των καλωδιωτών γεφυρών), μέσω των οποίων γίνεται η μεταφορά των φορτίων της γέφυρας στα βάθρα ή στη θεμελίωση.

- **Σύνδεσμοι**

Είναι επίπεδοι φορείς (δικτυωτοί ή πλαισιωτοί), με προορισμό αφενός μεν να παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία που επενεργούν στη γέφυρα, κι αφετέρου, σε συνεργασία με τα υπόλοιπα στοιχεία της γέφυρας (κύριοι φορείς κλπ), να συνθέσουν ένα ενιαίο και ευσταθή φορέα στο χώρο. Διακρίνονται στους κύριους συνδέσμους (αντιανέμιος και εγκάρσιος) και στους δευτερεύοντες (μηκίδων και τροχοπέδησης).

- **Αντιανέμιος σύνδεσμος**

Είναι οριζόντιο δικτύωμα με θεωρητικό άνοιγμα συνήθως ίσο προς το άνοιγμα των κύριων δοκών, με πέλματα τα πέλματα των κύριων δοκών, ορθοστάτες τις υπάρχουσες διαδοκίδες (όταν ο αντιανέμιος μορφώνεται στο επίπεδο του καταστρώματος), και διαγώνιους, πρόσθετες ράβδους διατομής L, πι ή δικτυωτές

για μεγαλύτερα ανοίγματα. Χρησιμεύει για να παραλαμβάνει τα οριζόντια φορτία που ενεργούν κάθετα στον άξονα της γέφυρας (ανεμοπίεση, πλευρική κρούση, φυγόκεντρη δύναμη). Σε περίπτωση συμπαγών καταστροφμάτων, αυτά χρησιμεύουν και ως αντιανέμιοι σύνδεσμοι.

- **Εγκάρσιος σύνδεσμος**

Είναι κατακόρυφο δικτύωμα ή πλαίσιο (ανοικτό ή κλειστό), τοποθετημένο κάθετα προς το επίπεδο των κύριων δοκών. Χρησιμεύει για την εγκάρσια σύνδεση των κύριων δοκών και τη δημιουργία ευσταθούς χωρικού φορέα, αλλά και για την παραλαβή και μεταφορά των δυνάμεων του άνω αντιανέμιου συνδέσμου στα εφάδρανα. Επιπλέον, για περίπτωση γεφυρών κάτω διάβασης, οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι αποτρέπουν τον κίνδυνο λυγισμού του άνω θλιβόμενου πέλματος των κύριων δοκών (δικτυωτών ή ολόσωμων). Η λύση δικτυωτού εγκάρσιου συνδέσμου είναι απλούστερη και οικονομικότερη έναντι του πλαισιωτού, και προτιμάται, όταν μπορεί να εφαρμοσθεί.

- **Σύνδεσμος μηκίδων**

Ο δευτερεύων αυτός σύνδεσμος κατασκευάζεται στις σιδηροδρομικές γέφυρες με ανοικτό κατάστρωμα. Είναι οριζόντιο δικτύωμα με πέλματα τις μηκίδες και άνοιγμα ίσο με το μήκος των μηκίδων, παραλαμβάνει δε τις οριζόντιες πλευρικές κρούσεις των συρμών και τις μεταφέρει μέσω των διαδοκίδων στον αντιανέμιο σύνδεσμο.

- **Σύνδεσμος τροχοπέδησης**

Ο σύνδεσμος αυτός, όπως και ο προηγούμενος, κατασκευάζεται στις σιδηροδρομικές γέφυρες με ανοικτό κατάστρωμα. Είναι αμφιέριστο οριζόντιο δικτύωμα ανοίγματος ίσου με το μήκος της διαδοκίδας και διατάσσεται με βασικό στοιχείο μια διαδοκίδα. Τοποθετείται στο μέσον ή στα άκρα της γέφυρας και παραλαμβάνει τις δυνάμεις τροχοπέδησης ή εκκίνησης των συρμών, τις οποίες μεταφέρει στις κύριες δοκούς, υπό μορφή αξονικών δυνάμεων.

- **Εφάδρανα**

Τα εφάδρανα έχουν προορισμό να μεταφέρουν με ασφάλεια στα βάθρα, όλες τις δυνάμεις που επενεργούν στη γέφυρα. Διακρίνονται σε σταθερά και κινητά (μιας ή δύο κατευθύνσεων) και τοποθετούνται στα σημεία στήριξης όλων των δοκών επί των βάθρων.

- **Βάθρα**

Αποτελούν τα σημεία στήριξης της γέφυρας, διακρίνονται σε ακρόβαθρα ή μεσόβαθρα και παραλαμβάνουν μέσω των εφεδράνων, όλες τις δυνάμεις που επενεργούν στη γέφυρα, τις οποίες και μεταφέρουν στη θεμελίωση τους. Τα μεταλλικά βάθρα είναι συνήθως δικτυωτά, εδραζόμενα στο κάτω άκρο τους σε θεμελίωση οπλισμένου σκυροδέματος ή σπανιότερα, σε έδραση από λιθοποιία.

7.	Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών
7.1	Γενικές αρχές σχεδιασμού

Η μελέτη μιας μεταλλικής κατασκευής περιλαμβάνει τα παρακάτω στάδια:

Στάδιο 1:	<p>Χονδρική σχεδίαση.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Καθορισμός μεγέθους κατασκευής και τοποθέτηση γενικών διαστάσεων σύμφωνα με τις λειτουργικές απαιτήσεις. - Επιλογή είδους και μορφής φέροντος οργανισμού για την ανάληψη των φορτίων της κατασκευής. - Απόφαση για τον τρόπο έδρασης.
Στάδιο 2:	<p>Προσδιορισμός φορτίων (βάσει κανονισμών).</p> <ul style="list-style-type: none"> - Αρχική εκτίμηση διατομών και υπολογισμός ίδιου βάρους κατασκευής. - Προσδιορισμός μόνιμων ή κινητών φορτίων. - Διάκριση φορτίων σε κύρια και πρόσθετα.
Στάδιο 3:	<p>Επιλογή υλικών και μέσων σύνδεσης.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Υλικά κατασκευής φέροντος οργανισμού. - Μέσα σύνδεσης (ήλοι, κοχλίες, συγκολλήσεις κ.λ.π.).
Στάδιο 4:	<p>Στατικός υπολογισμός.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Καθορισμός επιτρεπόμενων τάσεων υλικών κατασκευής και συντελεστών ασφαλείας, βάσει κανονισμών. - Υπολογισμός αναπτυσσόμενων τάσεων τεμαχίων κατασκευής και μέσων σύνδεσης. - Σύγκριση αναπτυσσόμενων τάσεων με τις επιτρεπόμενες και διόρθωση όπου απαιτείται.
Στάδιο 5:	<p>Λοιποί έλεγχοι αντοχής.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Έλεγχος αντοχής σε δυναμικές φορτίσεις, εάν υπάρχουν ανάλογα με το είδος και την χρήση της κατασκευής όπως ταλάντωση από άνεμο, κρουστικές φορτίσεις κινουμένων μηχανών κ.λ.π. - Έλεγχος αντοχής σε σεισμικές φορτίσεις.

Στάδιο 6:	Τελική σχεδίαση. <ul style="list-style-type: none"> - Λεπτομερής σχεδίαση όψεων και τομών με βάση τις τελικές διαστάσεις που υπολογίστηκαν. - Σχεδίαση τεμαχίων και λεπτομερειών συνδέσεων, όπως συνδέσεις κόμβων υποστυλωμάτων, εδράσεων ραφών συγκολλήσεων, κ.λ.π.
Στάδιο 7:	Μελέτη συναρμολόγησης. <ul style="list-style-type: none"> - Η μελέτη συναρμολόγησης γίνεται όταν αυτή απαιτείται, ανάλογα με την φύση του έργου και καθορίζει τον τρόπο με τον οποίο θα συναρμολογηθεί η κατασκευή, δηλαδή ποιά τμήματα θα μεταφερθούν έτοιμα από το εργοστάσιο, ποια από αυτά θα κατασκευαστούν στο εργοτάξιο.

7.2	Κανονισμοί
-----	------------

Κατά την μελέτη και συναρμολόγηση των μεταλλικών κατασκευών πρέπει να εφαρμόζονται απαραίτητα οι ισχύοντες κανονισμοί στον τόπο του έργου. Οι νέοι Ευρωπαϊκοί κανονισμοί EUROCODE (ευρωκώδικες).

Στους κανονισμούς προδιαγράφονται οι ποιότητες των χρησιμοποιούμενων υλικών, δίνονται λεπτομέρειες που αφορούν το σχεδιασμό των κατασκευών, καθώς επίσης μέθοδοι υπολογισμού και επιτρεπόμενα όρια αντοχής.

Πίνακας (σελ.12).

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3	Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών
---------------	----------------------------------

Ο Ευρωκώδικας 3 ο οποίος βασίζεται στις συστάσεις για τα σιδηρά έργα ERSC και περιέχει τις περισσότερο σύγχρονες προδιαγραφές για τις μεταλλικές κατασκευές.

7.3 Αντικείμενο παρούσας εργασίας

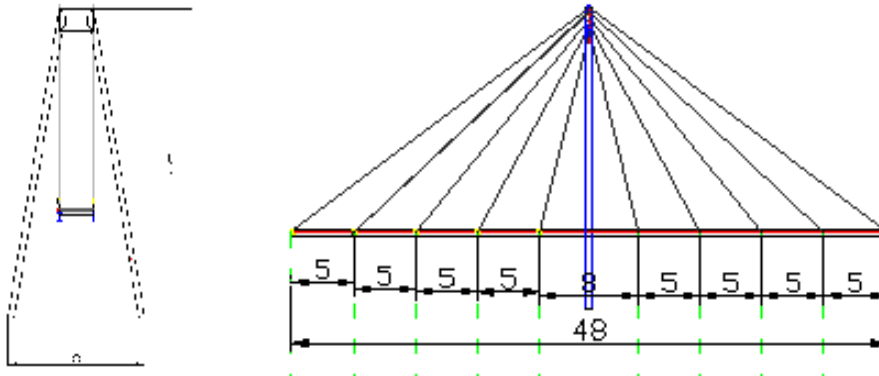
Το αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι ο υπολογισμός και η σχεδίαση μιας μικρής πεζογέφυρας επί οδικού κόμβου στη περιοχή της Πάτρας.

Η πεζογέφυρα θα είναι μια καλωδιωτή μεταλλική ελαφριά κατασκευή που αναρτάται από ένα πυλώνα σχήματος ανάποδου V. Η φέρουσα κατασκευή του "καταστρώματος" της πεζογέφυρας αποτελείται από δύο μεταλλικούς δοκούς διατομής διπλού ταυ οι οποίοι αναρτώνται με συρματόσχοινα από τον πυλώνα και από τους οποίους προβάλλονται τα στοιχεία του σκελετού που φέρουν το τελικό δάπεδο κυκλοφορίας.

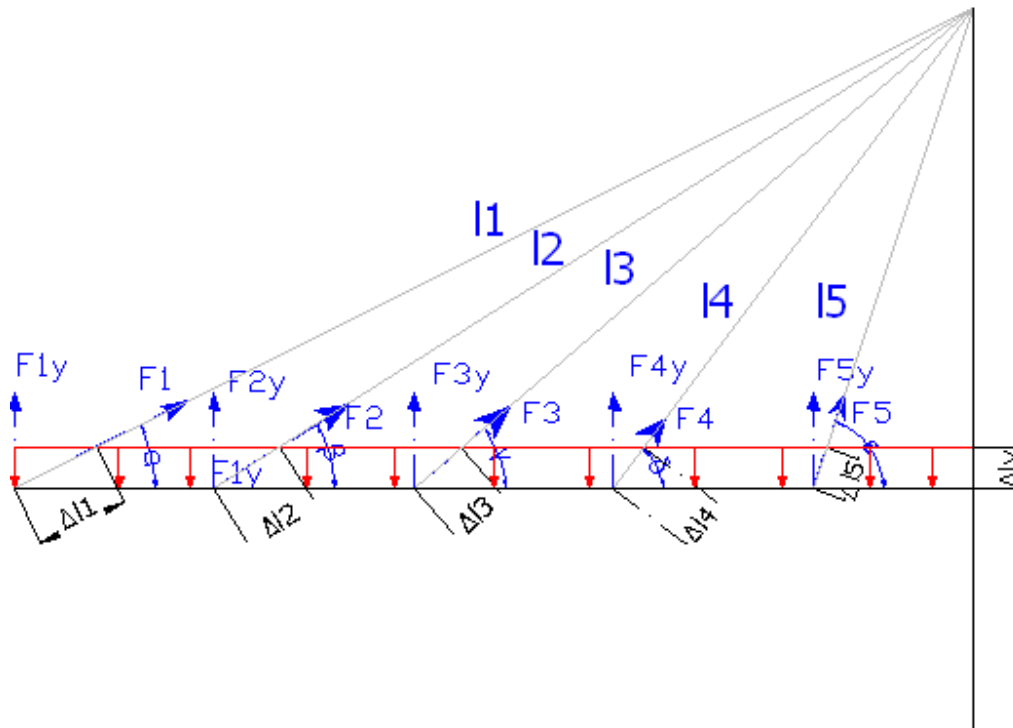
Το συνολικό μήκος της κατασκευής της πεζογέφυρας στον κύριο άξονα της, ανέρχεται σε 50μ. Οι διαστάσεις του καταστρώματος της γέφυρας είναι 48μ. Μήκος και 2μ. Πλάτος. Το κατώτερο σημείο της κατασκευής βρίσκεται σε ύψος 6μ. περίπου από την ερυθρά της ασφάλτου ενώ το ύψος του πυλώνα από τον οποίο αναρτάται η κατασκευή είναι 18m.

Οι κύριοι φορείς είναι μεταλλικοί διατομής διπλού ταυ.

8. ΧΟΝΔΡΙΚΗ ΣΧΕΔΙΑΣΗ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ



8.1 Υπολογισμός αντιδράσεων:



Σ.Χ.3

Από την εξίσωση ισορροπίας:

Στατικά αόριστη δοκός(υπερστατική)

Η δοκός μας έχει πολλά σημεία στηρίξεως, σε αυτές τις περιπτώσεις οι αντιδράσεις στηρίξεως δεν μπορούν να υπολογιστούν με μόνες τις εξισώσεις ισορροπίας, αλλά πρέπει να χρησιμοποιηθούν και άλλες εξισώσεις που περιέχουν τις ελαστικές ιδιότητες της δοκού.

Από την εξίσωση ισορροπίας:

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow F_1 y + F_2 y + F_3 y + F_4 y + F_5 y = gL \quad (1)$$

Από το νόμο του Hooke:

Το σύστημα είναι υπερστατικό με αγνώστους τις F_1, F_2, F_3, F_4, F_5 και διαθέσιμη εξίσωση μόνον την (1). Συνεπώς πρέπει να αναζητηθεί μία τουλάχιστον ακόμα εξίσωση, που θα προκύψει από τις μετατοπίσεις. Έτσι, από το συμμετρικό σύστημα που θα προκύψει μετά την παραμόρφωση, επειδή η δοκός είναι άκαμπτη, έπεται ότι η επιμήκυνση κάθε καλωδίου πρέπει να είναι ίση με Δl_y .

$$\Delta l = \frac{P l}{E \cdot A} \quad \begin{array}{l} P \Rightarrow \text{Το αξονικό φορτίο εφελκυσμού στην περίπτωση μας (F)} \\ A \Rightarrow \text{Το εμβαδό της διατομής} \\ E \Rightarrow \text{Το μέτρο ελαστικότητας} \end{array}$$

Με την παραδοχή ότι έχουμε παράλληλη μετατόπιση της γέφυρας λόγω επιμήκυνσης των καλωδίων

$$\rightarrow \Delta l_y = \Delta l_1 \cdot \sin a = \Delta l_2 \cdot \sin b = \Delta l_3 \cdot \sin g = \Delta l_4 \cdot \sin d = \Delta l_5$$

$$\text{προκύπτει : } \Delta l_y = \frac{F_1 \cdot l_1}{E \cdot A} \quad (2) \quad \text{το } F_{1y} = F_1 \cdot \sin a$$

$$\rightarrow \text{η (1) γίνεται: } F_1 \sin a + F_2 \sin b + F_3 \sin g + F_4 \sin d + F_5 \sin e = gL$$

$$\rightarrow \text{η (2) γίνεται: } F_1 = \frac{\Delta l_y \cdot E \cdot A}{l_1}, \quad F_2 = \frac{\Delta l_y \cdot E \cdot A}{l_2}, \quad \dots \text{ κ.ο.κ}$$

Αντικαθιστώντας τώρα την εξίσωση (2) στην εξίσωση (1):

$$\frac{\Delta l_y \cdot E \cdot A}{l_1} \cdot \sin a + \frac{\Delta l_y \cdot E \cdot A}{l_2} \cdot \sin b + \frac{\Delta l_y \cdot E \cdot A}{l_3} \cdot \sin g + \frac{\Delta l_y \cdot E \cdot A}{l_4} \cdot \sin d + \frac{\Delta l_y \cdot E \cdot A}{l_5} \cdot \sin e = g \cdot L$$

$$\Rightarrow \Delta l_y \cdot E \cdot A \cdot \left(\frac{1}{l_1} \cdot \sin a + \frac{1}{l_2} \cdot \sin b + \frac{1}{l_3} \cdot \sin g + \frac{1}{l_4} \cdot \sin d + \frac{1}{l_5} \cdot \sin e \right) = g \cdot L$$

Λύνοντας ως προς Δl_y θα έχουμε:

$$\Delta l_y = \frac{g \cdot L}{E \cdot A \left(\frac{1}{l_1} \cdot \sin a + \frac{1}{l_2} \cdot \sin b + \frac{1}{l_3} \cdot \sin g + \frac{1}{l_4} \cdot \sin d + \frac{1}{l_5} \cdot \sin e \right)}$$

με δεδομένα: $g = 13,48 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

$$L = 24 \text{ (m)}$$

$$E = 210 \times 10^9 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$A = \frac{p \cdot D^2}{4} = \frac{p \cdot 0.028^2}{4} = 6,157 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}$$

$$l_1 = 25,31 \text{ (m)} \quad \alpha = 22,4^\circ$$

$$l_2 = 20,749 \text{ (m)} \quad \beta = 30,2^\circ$$

$$l_3 = 16,429 \text{ (m)} \quad \gamma = 37,5^\circ$$

$$l_4 = 12,573 \text{ (m)} \quad \delta = 49,1^\circ$$

$$l_5 = 9,675 \text{ (m)} \quad \varepsilon = 68^\circ$$

Αντικαθιστώντας τα πιο πάνω δεδομένα στην τελευταία εξίσωση :

$$\rightarrow \Delta l_y = \frac{1348 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) (24 \text{ m})}{E \cdot A \left(\frac{1}{253 \text{ (m)}} \cdot \sin 22,4^\circ + \frac{1}{20749 \text{ (m)}} \cdot \sin 30,2^\circ + \frac{1}{16429 \text{ (m)}} \cdot \sin 37,5^\circ + \frac{1}{12573 \text{ (m)}} \cdot \sin 49,1^\circ + \frac{1}{9675 \text{ (m)}} \cdot \sin 68^\circ \right)}$$

$$\Delta l_y = 1,08 \times 10^{-5} \text{ m}$$

Έχοντας το Δl_y μπορούμε αντικαθιστώντας στην εξ. (2) να υπολογίσουμε τις δυνάμεις :

$$F_1 = \frac{\Delta l_y \cdot E \cdot A}{l_1} \quad , \quad F_2 = \frac{\Delta l_y \cdot E \cdot A}{l_2} \quad , \dots \text{ κ.ο.κ}$$

$$F_1 = \frac{\Delta l_y \cdot E \cdot A}{l_1}$$

$$F_2 = \frac{\Delta l_y \cdot E \cdot A}{l_2}$$

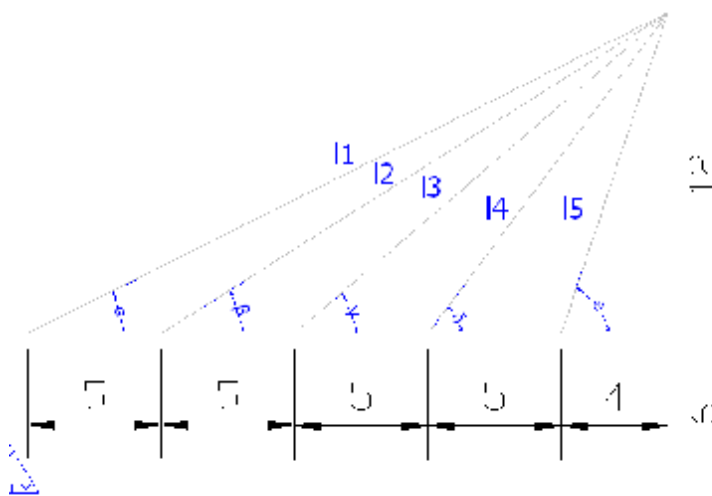
$$F_3 = \frac{\Delta l_y \cdot E \cdot A}{l_3}$$

$$F_4 = \frac{\Delta l_y \cdot E \cdot A}{l_4}$$

$$F_5 = \frac{\Delta l_y \cdot E \cdot A}{l_5}$$

8.2 Καθορισμός μεγέθους κατασκευής και τοποθέτηση γενικών διαστάσεων σύμφωνα με τις λειτουργικές απαιτήσεις :

Το συνολικό μήκος της κατασκευής της πεζογέφυρας στον κύριο άξονα της, ανέρχεται σε 50m . Οι διαστάσεις του καταστρώματος είναι 48m μήκος και 2m πλάτος. Το κατώτερο σημείο της κατασκευής βρίσκεται σε ύψος 6m περίπου από την ερυθρά της ασφάλτου , ενώ το ύψος του πυλώνα από τον οποίο αναρτάται η κατασκευή είναι 18m.



Μήκος καλωδίων		Γωνιές	
l_1	25,31m	α	$22,4^\circ$
l_2	20,749m	β	$30,2^\circ$
l_3	16,429m	γ	$37,5^\circ$
l_4	12,573m	δ	$49,1^\circ$
l_5	9,675m	ϵ	68°

Η πεζογέφυρα θα είναι μια καλωδιωτή μεταλλική ελαφριά κατασκευή που αναρτάται από ένα πυλώνα. Η φέρουσα κατασκευή του καταστρώματος της πεζογέφυρας αποτελείται από δύο μεταλλικούς δοκούς διατομής διπλού ταυ οι οποίοι αναρτώνται από τον πυλώνα με συρματόσχοινα.

Το κατάστρωμα δέχεται απευθείας τα κινητά φορτία της γέφυρας και τα μεταβιβάζει στις κύριες δοκούς, και διακρίνεται στο επίστρωμα και στις δοκούς καταστρώματος.

Οι δοκοί του καταστρώματος είναι οι διαδοκίδες (κάθετες προς τις κύριες δοκούς) και μεταφέρουν τα φορτία που δέχονται στις κύριες δοκούς.

8.3 Προσδιορισμός φορτίων (βάση κανονισμών)

8.3.1 Προσδιορισμός φορτίων: Υπάρχοντα φορτία πεζογέφυρας:

Τα φορτία και οι δυνάμεις που δρουν σε μια κατασκευή δεν είναι εύκολο να προσδιοριστούν. Υπεισέρχονται παραδοχές και συχνά καταφεύγουμε σε προσεγγίσεις. Τα φορτία τα χωρίζουμε σε δύο βασικές κατηγορίες. Μόνιμα φορτία (dead loads) και κινητά φορτία (live loads end forces).

Υπάρχουν και συνδυασμοί μόνιμων και κινητών φορτίων.

Μόνιμα φορτία (G)

Τα μόνιμα φορτία είναι συνήθως φορτία σταθερής θέσης, είναι φορτία βαρύτητας στατικά και δρουν συνεχώς στην κατασκευή με κατεύθυνση το κέντρο, της γης.

Υπολογίζονται με ακρίβεια κατά τη μελέτη.

Κινητά φορτία (L)

Τα κινητά φορτία περιλαμβάνουν τα φορτία βαρύτητας και τα φορτία τα πλευρικά τα εγκάρσια τα οποία εν γένη μεταβάλλονται κατά θέση και μέγεθος. Γενικά υπάρχει δυσχέρεια στην εκτίμηση των κινητών φορτίων.

Φορτία	Μόνιμα (ίδιο βάρος κατασκευής)	
	Κινητά	Βαρύτητας (άτομα)(Χιόνι)
	Κινητά	Πλευρικά (άνεμος, σεισμικές δυνάμεις)

8.3.2 Υπάρχοντα φορτία – Μόνιμα φορτία

- Αρχική εκτίμηση διατομών και υπολογισμός ίδιου βάρους κατασκευής.

-Κύριοι δοκοί : IPB 600 , $G=212 \frac{kg}{m}$
2 τεμ. x 48m x $212 \frac{kg}{m} = 20352kg = 203 kN$

-Διαδοκίδες : IPE 200 , $G=22.4 \frac{kg}{m}$
25 τεμ. x 2m x $22.4 \frac{kg}{m} = 1120kg = 11.2kN$

- Ίδιο βάρος των καλωδίων:

Συρματόσχοινα 6x19 STANDARD d=32mm

Βάρος $3,54 \frac{kg}{m}$

$$4x l_1 \Rightarrow 4x29.6 \quad (m)$$

$$4x l_2 \Rightarrow 4x25.8 \quad (m)$$

$$4x l_3 \Rightarrow 4x22.2 \quad (m)$$

$$4x l_4 \Rightarrow 4x19.15 \quad (m)$$

$$4x l_5 \Rightarrow 4x17.1 \quad (m)$$

$$\Rightarrow 452m \times 3.54 \frac{kg}{m} = 1600kp = 16kN$$

- Λαμαρίνες καταστρώματος τύπου SYMDECK:

Για πάχος $t = 1,25mm$, $G = 12.27 \frac{kg}{m}$ & ωφέλιμο πλάτος 750mm

$$3 \text{ σειρές} \times 48m \times 12.27 \frac{kg}{m} = 1766kp = 17,66kN$$

- Ελαφρομετόν πάχους 10cm : $G = 1000 \frac{kg}{m^3}$

$$48m \times 2m \times 0.10m \times 1000 \frac{kg}{m^3} = 9600kg = 96kN$$

- Κάγκελα :

Στύλοι ανά 5m ύψους 1m : I100 -> $G = 8,34 [Kg/m]$

$$17 \text{ τεμ} \times 1m \times 8,34 [Kg/m] = 142Kg \times 2 \text{ Πλευρές} = 284 [Kg]$$

Διαμήκους σωλήνες ανά 20cm $D=42,4$ -> $S=2,6mm$ -> $G=2,55Kg/m$

$$2\text{ πλευρές} \times 4\text{ τεμ} \times 48\text{m} \times 2,55\text{Kg/m} = 1000[\text{Kg}]$$

$$1500\text{kg} = 15\text{kN}$$

Το σύνολο των μόνιμων φορτίων της πεζογέφυρας ανέρχεται στα :

$$G=35938\text{kg} = 359,38\text{kN}$$

$$\text{Άρα } g = \frac{359,38\text{kN}}{48\text{m} \cdot 2\text{m}} = 3,74 \text{ kN/m}^2$$

Πρέπει να κάνουμε προσαύξηση 10% για κάλυψη του βάρους των διάφορων ελασμάτων και μέσων σύνδεσης στους κόμβους.

$$\text{Άρα : } g=1,1 \times 3,74 = 4,11 \text{ kN/m}^2$$

8.3.3 Κινητά φορτία:

- Κινητό φορτίο ατόμων(L)

$$L=375 \text{ kN/m}^2$$

$$L=3600\text{kg}$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 3:

$$q = 2,0 + \frac{120}{L + 30} = 2,0 + \frac{120}{48 + 30} = 3,54 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{τελικά παίρνουμε } L=4 \text{ kN/m}^2$$

- Φορτία ανέμου [W]:

Υποθέτουμε ότι ο άνεμος δρα κάθετα στην κατασκευή μας και βάση του πίνακα η ένταση του ανέμου είναι $q = 80 \text{ kp/m}^2$

Ο συντελεστής μορφής κατασκευής : $c = 1,2$

$$W = c \cdot q \quad w \rightarrow \text{φορτίο ανέμου } \text{kp/m}^2$$

$$W = 1,2 \times 80 \text{ kp/m}^2 = 96 \text{ kp/m}^2 = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

Ο Ευρωκώδικας προβλέπει για τόπους που προσβάλλονται πολύ από ανέμους, προσαύξηση 50%.

- Φορτία χιονιού :

Ο ελληνικός κανονισμός φόρτισης καθορίζει το φορτίο χιονιού συναρτήσει της γωνίας, α της επιφάνειας που δέχεται το χιόνι ως προς τον ορίζοντα, και του πάχους h του χιονιού σε οριζόντιο ελεύθερο επίπεδο σύμφωνα με τον πίνακα .

Για $\alpha=0^\circ$ το $F=125 \cdot h$

$$F \rightarrow \frac{kp}{m^2}$$

$h \rightarrow$ ύψος χιονιού (m)

Όταν δεν είναι γνωστό το ύψος χιονιού μιας περιοχής ο κανονισμός προβλέπει να λαμβάνεται 0,5m.

$$\text{Οπότε } F = 125 \times 0,5 \text{m} = 62,5 \frac{kp}{m^2} = 0,625 \frac{kN}{m^2}$$

Ευρωκώδικας 3:

Φορτία $G=4,11 \text{ kN/m}^2$ (ίδιο βάρος κατασκευής)

	KG	KN
IPB 600	20352	203,52
IPE 200	1120	11,2
Καλώδια	1600	16
SYMDECK	1766	17,66
Ελαφρομπετόν	9600	96
Κάγκελα	1500	15
	35938	359,38
10%	39531,8	395,318
G=	411,7896	4,117896

Μεταβλητά φορτία :Q

$$Q : \begin{cases} \rightarrow L=4 \frac{kN}{m^2} \\ \rightarrow W=1,25 \frac{kN}{m^2} \\ \rightarrow S=0,625 \frac{kN}{m^2} \end{cases}$$

8.3.4. Συνδυασμοί φόρτισης

Φορτία ανα κύρια δοκό

- 1,35G +1,5L $1,35(4,11)+1,5(4)=11,54 \text{ kN/m}^2$
- 1,35G +1,5W $1,35(4,11)+1,5(1,25)=7,42 \text{ kN/m}^2$
- 1,35G+1,5S $1,35(4,11)+1,5(0,625)=6,48 \text{ kN/m}^2$
- 1,35(G+L+W+S) $1,35(4,11+4+1,25+0,625)=13,48 \text{ kN/m}^2$

Ο κρίσιμος συνδυασμός είναι ο τέταρτος

Οπότε το κατανεμόμενο φορτίο μας θα είναι $g= 13,48 \text{ kN/m}^2$

8.3.5 Βάση των πιο πάνω οι αντιδράσεις των δυνάμεων στα στηρίγματα είναι:

Δεδομένα από το σχέδιο:

Μήκη καλωδίων (m)		Κλίσεις καλωδίων(μοίρες)	
L ₁	25,31	α	22,4
L ₂	20,749	β	30,2
L ₃	16,429	γ	37,5
L ₄	12,573	δ	49,1
L ₅	9,675	ε	68

Μέτρο ελαστικότητας: $E=210 \times 10^9 \text{ (N/m}^2)$

Μήκος γέφυρας προς μελέτη: $L= 24 \text{ m}$

Διάμετρος καλωδίων: $D_{καλ.}=0.028 \text{ m}$


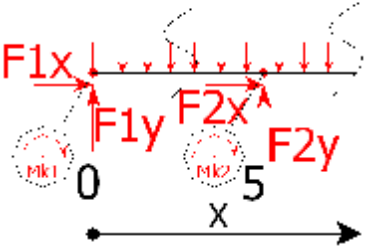
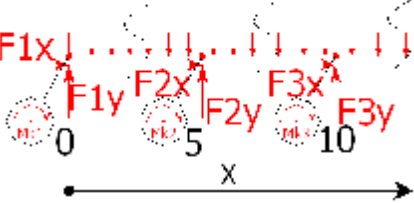
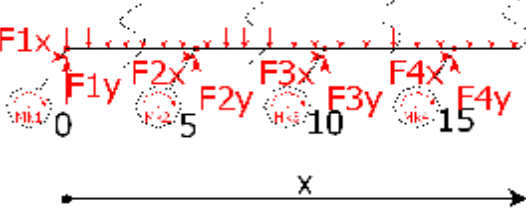
Κατανεμημένο φορτίο: $g=13,48 \text{ KN/m}^2$

Από τους υπολογισμούς προκύπτουν:

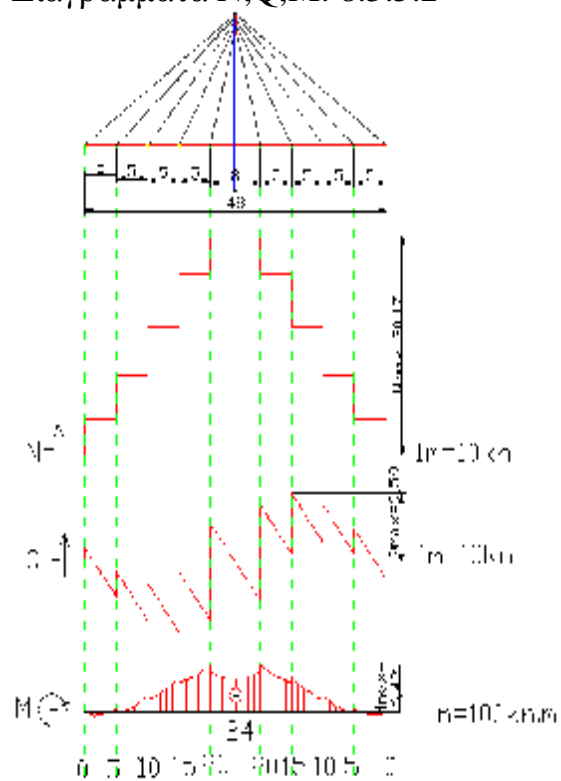
Οι αντιδράσεις των καλωδίων

F1 (KN)	55,02	F1y(KN)=F ₁ .sinα	20,97	F1x(KN)=F ₁ .cosα	50,87
F2(KN)	67,12	F2y(KN)=F ₂ .sinβ	33,76	F2x(KN)=F ₂ .cosβ	58,01
F3(KN)	84,77	F3y(KN)=F ₃ .sinγ	51,60	F3x(KN)=F ₃ .cosγ	67,25
F4(KN)	110,77	F4y(KN)=F ₄ .sinδ	83,72	F4x(KN)=F ₄ .cosδ	72,52
F5(KN)	143,94	F5y(KN)=F ₅ .sinε	133,46	F5x(KN)=F ₅ .cosε	53,92
		(KN)	323,52	(KN)	302,58

8.3.5.1 Διαγράμματα αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων και ροπών κάμψεως.

<p>Τομή(0-5)</p> 	$N_{(x)}=F1x$ $Q(x)=F1y-g \cdot x$ $M(x)= Mk1+F1y \cdot x-g \cdot x(x/2)$
<p>Τομή(5-10)</p> 	$N_{(x)}=F1x+F2x$ $Q(x)=F1y+F2y-g \cdot x$ $M(x)= Mk1+Mk2+F1y \cdot x+F2y \cdot (x-5) - g \cdot x(x/2)$
<p>Τομή(10-15)</p> 	$N_{(x)}=F1x+F2x+F3x$ $Q(x)=F1y+F2y+F3y-g \cdot x$ $M(x)= Mk1+Mk2+Mk3+F1y \cdot x+F2y \cdot (x-5) +F3y \cdot (x-10) - g \cdot x(x/2)$
<p>Τομή(15-20)</p> 	$N_{(x)}=F1x+F2x+F3x+F4x$ $Q(x)=F1y+F2y+F3y+F4y-g \cdot x$ $M(x)=Mk1+Mk2+Mk3+Mk4+F1y \cdot x +F2y \cdot (x-5)+F3y \cdot (x-10)+F4y \cdot (x-15) - g \cdot x(x/2)$

Διαγράμματα N,Q,M: 8.3.5.2



Σ.Χ 8.1

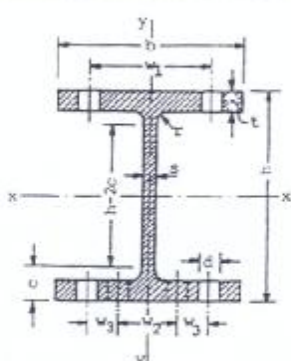
Οι ροπές στα σημεία:

τομή(x)	M(x) KN.m	τομή(x)	M(x) KN.m
0	0		
1	47,24	15	-481,14
2	47,99	15	-413,02
3	35,26	16	-431,90
4	9,05	17	-464,26
5	-30,65	18	-510,11
5	9,83	19	-569,43
6	-9,58	20	-642,23
7	-42,47	20	-552,99
8	-88,84	21	-505,81
9	-148,69	22	-472,11
10	-222,02	23	-451,89
10	-170,31	24	-445,15
11	-205,52	25	-451,89
12	-254,20	26	-472,11
13	-316,37	27	-505,81
14	-392,01	28	-552,99

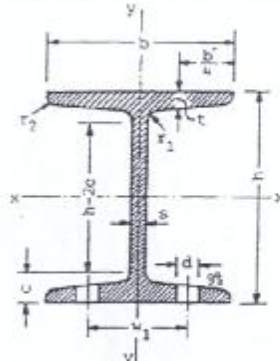
θέση	Ροπή M(KN.m)	ΤέμνουσαQ(KN)
0	0	21
5	-31	-46
10	-222	-80
15	-481	-96
20	-642	-80
24	-445	0

ΠΙΝΑΚΑΣ 3

Πλατύπελμοι δοκοί IPB (HE-B) και IB



IPB (HE-B)



IB

Συμβολισμός	Διαστάσεις διατομής						F cm ²	G Kg/m	Στοιχεία για τον άξονα κάμψης						Οπές στα πέλματα		
									x-x			y-y			d mm	w ₁ w ₂ mm	w ₃ mm
	h mm	b mm	s mm	t mm	r r ₁ mm	h-2c mm			I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm			
IPB	Πλατύπελμοι δοκοί IPB (HE-B)																
100	100	100	6,0	10,0	12	56	26,0	20,4	450	89,9	4,16	167	33,5	2,53	13	55	-
120	120	120	6,5	11,0	12	74	34,0	26,7	864	144	5,04	318	52,9	3,06	17	65	-
140	140	140	7,0	12,0	12	92	43,0	33,7	1510	216	5,93	550	78,5	3,58	21	75	-
160	160	160	8,0	13,0	15	104	54,3	42,6	2490	311	6,78	889	111	4,05	23	85	-
180	180	180	8,5	14,0	15	122	65,3	51,2	3830	426	7,66	1360	151	4,57	25	100	-
200	200	200	9,0	15,0	18	134	78,1	61,3	5700	570	8,54	2000	200	5,07	25	110	-
220	220	220	9,5	16,0	18	152	91,0	71,5	8090	736	9,43	2840	258	5,59	25	120	-
240	240	240	10,0	17,0	21	164	106	83,2	11260	938	10,3	3920	327	6,08	25	90	35
260	260	260	10,0	17,5	24	177	118	93,0	14920	1150	11,2	5130	395	6,58	25	100	40
280	280	280	10,5	18,0	24	196	131	103	19270	1380	12,1	6590	471	7,09	25	110	45
300	300	300	11,0	19,0	27	208	149	117	25170	1680	13,0	8560	571	7,58	25	120	50
320	320	300	11,5	20,5	27	225	161	127	30820	1930	13,8	9240	616	7,57	25	120	50
340	340	300	12,0	21,5	27	243	171	134	36660	2160	14,6	9690	646	7,53	25	120	50
360	360	300	12,5	22,5	27	261	181	142	43190	2400	15,5	10140	676	7,49	25	120	50
400	400	300	13,5	24,0	27	298	198	155	57680	2880	17,1	10820	721	7,40	25	120	50
450	450	300	14,0	26,0	27	344	218	171	79890	3550	19,1	11720	781	7,33	25	120	50
500	500	300	14,5	28,0	27	390	239	187	107200	4290	21,2	12620	842	7,27	28	120	45
550	550	300	15,0	29,0	27	438	254	199	136700	4970	23,2	13080	872	7,17	28	120	45
600	600	300	15,5	30,0	27	486	270	212	171000	5700	25,2	13530	902	7,08	28	120	45
650	650	300	16,0	31,0	27	534	286	225	210600	6480	27,1	13980	932	6,99	28	120	45
700	700	300	17,0	32,0	27	582	306	241	256900	7340	29,0	14440	963	6,87	28	120	45
800	800	300	17,5	33,0	30	674	334	262	359100	8980	32,8	14900	994	6,68	28	120	45
900	900	300	18,5	35,0	30	770	371	291	494100	10980	36,5	15820	1050	6,53	28	120	45
1000	1000	300	19,0	36,0	30	868	400	314	644700	12890	40,1	16280	1090	6,38	28	120	45
IB	Πλατύπελμοι δοκοί IB																
100	100	100	7,5	10,25	10	57	26,8	21,0	447	89,4	4,09	151	30,1	2,37	13	55	-
120	120	120	8,0	11,0	11	74	34,6	27,2	852	142	4,96	276	46,0	2,82	17	65	-
140	140	140	8,0	12,0	12	88	43,3	34,0	1490	213	5,86	475	67,8	3,31	21	75	-
160	160	160	9,0	14,0	14	100	57,4	45,0	2580	322	6,70	831	104	3,81	23	85	-
180	180	180	9,0	14,0	14	120	64,7	50,8	3750	417	7,62	1170	130	4,25	25	100	-

1. Οι σειρές IPB και IB των πλατύπελμων δοκών είναι κατά DIN 1025-2 και αντιστοιχούν προς το EURO-NORM 53-62.
2. Η σειρά IPB δίνεται επίσης με τον συμβολισμό HE-B κατά το EURO-NORM.

9. Στατικός υπολογισμός

Δομικοί Χάλυβες

Μέτρο ελαστικότητας $E=210 \times 10^9$ (N/m²)

Μέτρο διάτμησης $G=E/2(1+\nu)$ N/mm² $\nu \rightarrow$ λόγος Poisson =0.3

Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha=12 \times 10^{-6} \times \text{c}^{-1}$

Πυκνότητα $\rho=7,850$ kg/m³

Ποιότητα του χάλυβα που θα χρησιμοποιήσουμε είναι st37 ή S235

Πλατύπελμη δοκός IPB(HE-B) 600

Στοιχεία Διατομής

$h=600$ mm

$b=300$ mm

$t=30$ mm

$h-2c=486$ mm

$s=15,5$ mm

$r_1=27$ mm

$F=270$ cm²

$I_x=171000$ cm⁴ $W_x=5700$ cm³

$I_y=13530$ cm⁴ $W_y=902$ cm³

$i_x=25,2$ cm $i_y=7,08$ cm

$G=212$ kg/m

$d=28$ m $W_1, W_2=120$ mm

$t_w \rightarrow$ πάχος κορμού =15,5 mm

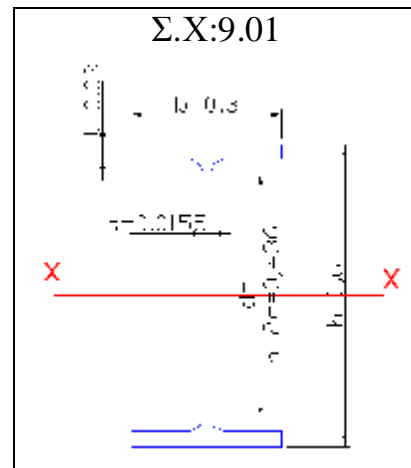
$t_f \rightarrow$ πάχος πέλματος = 30 mm

9.1 Ταξινόμηση των διατομών σε κατηγορίες

Οι διατομές που μελετάμε είναι των κύριων φορέων διατομής διπλού ταυ.

Από τον πίνακα των τυποποιημένων ελασμάτων IPB(HE-B) 600 βρίσκουμε τα αναγκαία στοιχεία της διατομής τα οποία σύμφωνα με τους συμβολισμούς του EC-3 είναι:

Ύψος διατομής	$h=600 \text{ mm}$
Πλάτος διατομής	$b=300 \text{ mm}$
Πάχος πέλματος	$t=t_f=30 \text{ mm}$
Πάχος κορμού	$s=t_w=15,5 \text{ mm}$
Ύψος κορμού	$h-2c=d=486 \text{ mm}$



Για τον καθορισμό της κατηγορίας της διατομής έχουν συνταχθεί διάφοροι πίνακες οι οποίοι περιέχουν τις οριακές τιμές σε σχέση με την μορφή της διατομής και τον τρόπο κατανομής των τάσεων των θλιβόμενων μελών της.

9.1.1 Κατηγορία κορμού:

- Πίνακας 9.01: Συντελεστής υλικού ϵ

Πάχος ελάσματος	Συντελεστής	Ποιότητα χάλυβα				
		S235	S275	S355	S420	S460
$t \leq 40 \text{ mm}$	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51
$40 < t \leq 100 \text{ mm}$	ϵ	1,00	0,96	0,84	0,78	0,74
	ϵ^2	1,00	0,92	0,70	0,60	0,55

Τύπος υπολογισμού $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (f_y σε N/mm^2)

- για ποιότητα χάλυβα S235 και $t_w \leq 40 \text{ mm}$ $\epsilon=1$
- Συντελεστής καθορισμού ουδέτερης γραμμής στοιχείου σε κάμψη α : ο συντελεστής α κυμαίνεται από 0 έως 1 και ορίζεται ως ο λόγος του ύψους και θλιβόμενου μέρους του κορμού προς το καθαρό ύψος d του κορμού.

Η διατομή μας είναι συμμετρική το $\alpha=0,5$

Η διατομή υποβάλλεται σε θλίψη και κάμψη βρίσκουμε το λόγο d/t_w όπου $d=486$ mm και $t_w=15,5$ mm

$$486/15,5 \Rightarrow d/t_w = 31,35$$

Με βάση τον πίνακα 9.02 ο κορμός διατομής σε κάμψη και θλίψη είναι κατηγορίας 1 όταν ισχύει:

Πίνακας 9.02: Οριακές τιμές λόγων ύψους προς πάχους (d/t_w) για θλιβόμενα μέρη κορμών

Οριακές τιμές λόγων ύψους προς πάχος (d/t_w) για θλιβόμενα μέρη κορμών

Κορμοί ως εσωτερικά στοιχεία διατομών κάθετοι στον άξονα κάμψης x-x.

Κατηγορία ελάσματος κορμού	Κορμός σε θλίψη	Κορμός σε κάμψη	Κορμός σε θλίψη και κάμψη
Διαγράμματα τάσεων για κατηγορίες 1 και 2			
1	$\frac{d}{t_w} \leq 33 \cdot \epsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \epsilon$	$0 \leq \alpha \leq 1$ Για $\alpha > 0,5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \cdot \epsilon}{13\alpha - 1}$ Για $\alpha \leq 0,5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \cdot \epsilon}{\alpha}$
2	$\frac{d}{t_w} \leq 38 \cdot \epsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 83 \cdot \epsilon$	Για $\alpha > 0,5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{456 \cdot \epsilon}{13\alpha - 1}$ Για $\alpha \leq 0,5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{41,5 \cdot \epsilon}{\alpha}$
Διαγράμματα τάσεων για κατηγορία 3			
3	$\frac{d}{t_w} \leq 42 \cdot \epsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 124 \cdot \epsilon$	Για $\psi > -1$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{42 \cdot \epsilon}{0,67 + 0,33 \cdot \psi}$ Για $\psi \leq -1$: $\frac{d}{t_w} \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$

Θλίψη θετική (+), f_y = όριο διαρροής

Για $\alpha=0,5$ και $\epsilon=1$ $d/t_w \leq 36 \times \epsilon / \alpha \rightarrow 31,35 \leq 36 \times 2 \rightarrow 31,35 < 72$

Ο κορμός είναι κατηγορίας 1:

9.1.2 Κατηγορία Πέλματος:

- Συντελεστής υλικού $\varepsilon=1$
- Συντελεστής καθορισμού ουδέτερης γραμμής στοιχείου σε κάμψη α : ο συντελεστής α κυμαίνεται από 0 έως 1 και ορίζεται ως εξής: Για προεξέχοντα πέλματα σε θλίψη και κάμψη ως ο λόγος του πλάτους και θλιβόμενου μέρους του πέλματος προς το καθαρό πλάτος c του προεξέχοντος πέλματος.

$$\alpha=0,5$$

Η διατομή έχει προεξέχοντα πέλματα εκ των οποίων το άνω πέλμα είναι το δυσμενέστερο διότι υποβάλλεται σε θλίψη και κάμψη και επομένως θα είναι αυτό που θα καθορίσει την κατηγορία των πελμάτων βρίσκουμε το λόγο c/t_f όπου $c=b/2=150\text{ mm}$ το πλάτος πέλματος που προεξέχει προς την μια πλευρά και $t_f=30\text{ mm}$ το πάχος πέλματος ήταν:

$$c/t_f = 150/30 = 5$$

Με βάση τον πίνακα 15,10 το πέλμα της διατομής σε θλίψη και κάμψη είναι κατηγορίας 1 όταν ισχύει:

$$c/t_f \leq 10 \times \varepsilon / \alpha \rightarrow 5 \leq 20$$

Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1

Κατηγορία πλήρους διατομής. Η κατηγορία της όλης διατομής προκύπτει ως η μεγαλύτερη κατηγορία των στοιχείων της δηλαδή η εν λόγω διατομή για την συγκεκριμένη κατανόηση εντάσσεται στην κατηγορία 1.

Επομένως μπορεί να εφαρμοστεί πλαστική ανάλυση για τον υπολογισμό της αντοχής.

9.2 Στατικός υπολογισμός κύριων φορέων(δοκών HE-B600)

9.2.1 Υπολογισμός σε θλίψη κυρίων δοκών(διατομής HEB600):

Για τον υπολογισμό ράβδων σε θλίψη απαιτούνται περισσότεροι έλεγχοι σε σχέση με τον υπολογισμό σε εφελκυσμό λόγω των φαινομένων ελαστικής ευστάθειας. Σημαντικό ρόλο στην αντοχή θλιβόμενης ράβδου παίζει η κατηγορία της διατομής. Ο έλεγχος της επάρκειας της διατομής γίνεται σε 2 στάδια ως εξής:

- Στο πρώτο στάδιο προσδιορίζεται η θλιπτική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής N_{Rd} και συγκρίνεται με την υπάρχουσα δύναμη θλίψεως, ή αλλιώς την δύναμη σχεδιασμού N_{sd} , ώστε να ισχύει η σχέση:

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

Η θλιπτική αντίσταση σχεδιασμού N_{Rd} προσδιορίζεται ανάλογα με την κατηγορία της διατομής.

Διατομές κατηγορίας 1. Ο υπολογισμός βασίζεται στην πλαστική αντίσταση σχεδιασμού και γίνεται με τον τύπο:

$$N_{Rd} = \frac{F \cdot f_y}{1000 \cdot \gamma_{Mo}}$$

$F \rightarrow$ πλήρης διατομή ράβδου mm^2
 $f_y \rightarrow$ Όριο διαρροής υλικού N/mm^2
 $\gamma_{Mo} \rightarrow 1,10$ συντελεστής ασφάλειας

Η διατομή μας είναι κατηγορίας 1 όπως αποδείξαμε πιο πάνω οπότε:
 $F=27000 \text{ mm}^2$, $f_y=235 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_{Mo}=1,10$

$$N_{Rd} = \frac{27000 \cdot 235}{1000 \cdot 1,1} = 5768 \text{ kN}$$

Η δύναμη σχεδίασμου:
 $N_{sd}=301 \text{ KN}$

Η σχέση $N_{sd} \leq N_{Rd}$ Ισχύει $301 \text{ KN} < 5768 \text{ KN}$
Οπότε η διατομή μας αντέχει την επιβαλλόμενη φόρτιση.

9.2.2 Υπολογισμός σε λυγισμό κυρίων δοκών(διατομής **HEB600**):

Κατά την θλίψη ράβδων εμφανίζονται φαινόμενα λυγισμού τα οποία οδηγούν συνήθως σε κρισιμότερες καταστάσεις, για τον λόγο αυτόν θλιβόμενες ράβδοι πρέπει να ελέγχονται και σε λυγισμό.

Η απώλεια της ελαστικής ευστάθειας μιας θλιβόμενης ράβδου μπορεί να εκδηλωθεί ως καμπτικός λυγισμός δηλαδή με κάμψη της ράβδου ως προς ένα κύριο άξονα αδράνειας της διατομής της.

Για την διαπίστωση της αντοχής μιας ράβδου έναντι λυγισμού εξετάζεται η τιμή διαστασιολόγησης της θλιπτικής δύναμης, N_{sd} , η οποία είναι η δρώσα θλιπτική δύναμη της ράβδου, ώστε αυτή να είναι μικρότερη της οριακής τιμής έναντι λυγισμού, δηλαδή να ισχύει η σχέση:

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

Η θλιπτική δύναμη N_{sd} από το Σ.Χ:8.1 σελ(37), είναι 301KN

Η οριακή τιμή N_{Rd} για την περίπτωση του λυγισμού υπολογίζεται με την σχέση:

$$N_{Rd} = \frac{c \cdot B_A \cdot F \cdot f_y}{1000 \cdot \gamma_{M_1}}, \text{ kN} \quad (1)$$

$$N_{sd} \leq N_{Rd} (2)$$

χ = Μειωτικός συντελεστής εξαρτώμενος από την λυγηρότητα της ράβδου

B_A = Μειωτικός συντελεστής διατομής ο οποίος λαμβάνεται για τις κατηγορίες διατομών 1,2,3

$$B_A = 1$$

F = Πλήρης διατομή ράβδου

f_y = όριο διαρροής υλικού, N/mm²

$\gamma_{M_1} = 1,10$ συντελεστής ασφάλειας έναντι λυγισμού

$\chi = \omega$ κατά DIN

$$\text{Σύμφωνα με τον EC-3 το } c = \frac{1}{j + \sqrt{j^2 - \bar{l}^{-2}}} \quad (3)$$

Όπου λ = ανηγμένη λυγηρότητα ράβδου

φ = συντελεστής εξαρτώμενος από την ανηγμένη λυγηρότητα

$$\varphi = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{l} - 0,2) + \bar{l}^{-2}] \quad (4) \text{ όπου: } \alpha = \text{συντελεστής ατελειών}$$

$$\bar{l} = \frac{l}{l_1} \sqrt{B_A} \quad (5) \text{ όπου}$$

λ = βαθμός λυγηρότητας ράβδου

l_1 = λυγηρότητα αναφοράς

$$l = \frac{s_k}{i} \quad (6)$$

$$l_1 = p \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon \quad (7)$$

Για περισσότερη ευκολία στους υπολογισμούς έχουν συνταχθεί πίνακες που δίνουν απ'ευθείας τον μειωτικό συντελεστή χ σε συνάρτηση της ανηγμένης λυγηρότητας \bar{I} και της καμπύλης λυγισμού.

Η δύναμη θλίψης που ασκείται στην δοκό την υποβάλει σε λυγισμό για τον λόγο αυτό πρέπει να γίνει έλεγχος αντοχής ως προς το φαινόμενο λυγισμού. Ο λυγισμός ενδέχεται να συμβεί κατά τον άξονα X-X είτε κατά τον άξονα Y-Y.

1. Στοιχεία διατομής κύριων δοκών: IPB(HE-B) 600		
Ύψος διατομής	$h=600 \text{ mm}$	$F=270 \text{ cm}^2$,
Πλάτος διατομής	$b=300 \text{ mm}$,	$i_x= 25,2 \text{ cm}$
Πάχος πέλματος	$t=t_f=30 \text{ mm}$	$i_y= 7,08 \text{ cm}$
Πάχος κορμού	$s=t_w=15,5 \text{ mm}$	

2. Έλεγχος ως προς την δύναμη θλίψης:

$N_{sd} \leq N_{Rd}$	Όπως αποδείξαμε πιο πάνω η δοκός δεν κινδυνεύει να υποστεί αστοχία από θλιπτικές τάσεις.
$301 \text{ KN} \leq 5768 \text{ KN}$	

3. Έλεγχος σε λυγισμό: Για την περίπτωση του λυγισμού πρέπει να γίνουν οι υπολογισμοί χωριστά για τον άξονα Y-y επειδή ισχύουν διαφορετικές συνθήκες ως προς τους 2 άξονες. Όλοι αυτοί οι υπολογισμοί φαίνονται συνοπτικά στον ακόλουθο πίνακα υπολογισμών.

Παρατηρούμε ότι για κάθε άξονα της δοκού ισχύει η σχέση $N_{sd} \leq N_{Rd}$ κατά την οποία η τιμή διαστασιολόγησης N_{sd} είναι μικρότερη από την οριακή τιμή αντιστάσεως N_{Rd} σε λυγισμό της διατομής ήταν:

-Άξονας X-X: $N_{sd}= 301 \text{ KN} < N_{Rd} = 5597 \text{ KN}$

-Άξονας Y-Y: $N_{sd}= 301 \text{ KN} < N_{Rd} = 3057 \text{ KN}$

Κατόπιν των ανωτέρων συμπεραίνουμε ότι με βάση τον υπολογισμό σε λυγισμό η δοκός αντέχει την δεδομένη φόρτιση.

Πίνακας Υπολογισμών: 9.03

A/A	Στοιχεία Υπολογισμού	Λυγισμός προς τον άξονα X-X	Y-Y
1	Μήκος λυγισμού S_k	$S_k=800\text{cm}$	$S_k=800\text{cm}$
2	Ακτίνα αδράνειας	$i_x=25,2\text{ cm}$	$i_y=7,08\text{cm}$
3	Βαθμός λυγιρότητας $\lambda= S_k/i$	$\Lambda=31,7$	$\lambda=113$
4	Λυγιρότητα αναφοράς $\lambda_1=93,9 \times \epsilon$	$\lambda_1=93,9$	$\lambda_1=93,9$
5	Συντελεστής B_A για κατηγορία διατομής 1	$B_A=1$	$B_A=1$
6	Ανοιγμένη λυγιρότητα $\bar{i} = \frac{I}{I_1} \sqrt{B_A}$	$\bar{i}=0,337$	$\bar{i}=1,2$
7	Καμπύλη τάσεως λυγισμού με βάση τον πίνακα 9.04 για λόγο h/b	a	b
8	Συντελεστής μείωσης χ	$\chi=0,9704$	$\chi=0,53$
9	Οριακή τιμή αντιστάσεως $N_{Rd} = \frac{c \cdot B_A \cdot F \cdot f_y}{1000 \cdot g_{M_1}}$	$N_{Rd}=5597\text{ KN}$	$N_{Rd}=3057\text{KN}$

Από πίνακα 9.04 ο λόγος $h/b = 600/300 = 2$ $t_f = 30\text{ mm}$

Περιορισμός $h/b > 1,2$ και $t_f \leq 40\text{ mm}$

Άρα η καμπύλη λυγισμού περί άξονα X-X είναι a και περί άξονα Y-Y είναι b.

Για τον άξονα X-X

$$N_{Rd} = \frac{0,9704 \cdot 1.27000 \cdot 235}{1000 \cdot 1,1} = 5597\text{ KN}$$

Ισχύει η σχέση $(N_{sd}=301\text{KN}) < (N_{Rd}=5597\text{KN})$

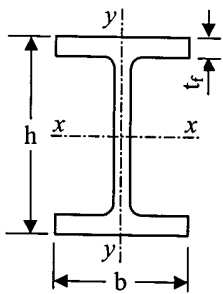
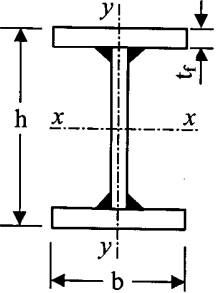
Για τον άξονα Y-Y

$$N_{Rd} = \frac{0,53 \cdot 1.27000 \cdot 235}{1000 \cdot 1,1} = 3057\text{ kN}$$

Ισχύει η σχέση $(N_{sd}=301\text{KN}) < (N_{Rd}=3057\text{KN})$

Κατόπιν των ανωτέρων συμπεραίνουμε ότι με βάση τον υπολογισμό σε λυγισμό οι διατομές αντέχουν την δεδομένη φόρτιση.

Πίνακας 9.04: Επιλογή καμπύλης λυγισμού διατομών

A/A	Είδος διατομής	Περιορισμοί	Λυγισμός περί άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
				Υλικό		
				S235, S275, S355	S420	S460
1	Ελατές διατομές I 	$h/b > 1,2$ και $t_f \leq 40\text{mm}$	$x-x$ $y-y$	a b	a a	a ₀ a ₀
		$h/b > 1,2$ και $40 < t_f \leq 100\text{mm}$	$x-x$ $y-y$	b c	b b	a a
		$h/b \leq 1,2$ και $t_f \leq 100\text{mm}$	$x-x$ $y-y$	b c	b b	a a
		$h/b \leq 1,2$ και $t_f > 100\text{mm}$	$x-x$ $y-y$	d d	d d	c c
2	Συγκολλητές διατομές I 	$t_f \leq 40\text{mm}$	$x-x$ $y-y$	b c		
		$t_f > 40\text{mm}$	$x-x$ $y-y$	c d		
3	Ελατές διατομές [, L, T. Συμπαγείς διατομές: - Ορθογωνικής μορφής - Κυκλικής μορφής	Κανένας	οποιοσδήποτε	c		
4	Κοίλες διατομές θερμής έλασης: - Ορθογωνικής μορφής - Κυκλικής μορφής	Κανένας	οποιοσδήποτε	a		

Πίνακας 9.05: Τιμές συντελεστή μείωσης χ για καμπύλη λυγισμού a

$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	$\bar{\lambda}$
0,00	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,00
0,10	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,10
0,20	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798	0,20
0,30	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554	0,30
0,40	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273	0,40
0,50	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937	0,50
0,60	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524	0,60
0,70	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014	0,70
0,80	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405	0,80
0,90	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726	0,90
1,00	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029	1,00
1,10	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363	1,10
1,20	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760	1,20
1,30	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228	1,30
1,40	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767	1,40
1,50	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369	1,50
1,60	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026	1,60
1,70	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730	1,70
1,80	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473	1,80
1,90	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250	1,90
2,00	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054	2,00
2,10	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883	2,10
2,20	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732	2,20
2,30	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598	2,30
2,40	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478	2,40
2,50	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372	2,50
2,60	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276	2,60
2,70	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190	2,70
2,80	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113	2,80
2,90	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042	2,90
3,00	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978	3,00
3,10	0,0972	0,0966	0,0960	0,0954	0,0949	0,0943	0,0937	0,0931	0,0926	0,0920	3,10
3,20	0,0915	0,0909	0,0904	0,0898	0,0893	0,0888	0,0882	0,0877	0,0872	0,0867	3,20
3,30	0,0862	0,0857	0,0852	0,0847	0,0842	0,0837	0,0832	0,0828	0,0823	0,0818	3,30
3,40	0,0814	0,0809	0,0804	0,0800	0,0795	0,0791	0,0786	0,0782	0,0778	0,0773	3,40
3,50	0,0769	0,0765	0,0761	0,0757	0,0752	0,0748	0,0744	0,0740	0,0736	0,0732	3,50
3,60	0,0728	0,0724	0,0721	0,0717	0,0713	0,0709	0,0705	0,0702	0,0698	0,0694	3,60

Οι αριθμοί με έντονη γραφή της άνω γραμμής εκφράζουν τα εκατοστά της ανηγμένης λυγρότητας $\bar{\lambda}$.

Πίνακας 9.06: Τιμές συντελεστή μείωσης χ για καμπύλη λυγισμού b

$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	$\bar{\lambda}$
0,00	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,00
0,10	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,10
0,20	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678	0,20
0,30	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300	0,30
0,40	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886	0,40
0,50	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420	0,50
0,60	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893	0,60
0,70	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306	0,70
0,80	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676	0,80
0,90	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034	0,90
1,00	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412	1,00
1,10	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836	1,10
1,20	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317	1,20
1,30	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860	1,30
1,40	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459	1,40
1,50	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111	1,50
1,60	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809	1,60
1,70	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545	1,70
1,80	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315	1,80
1,90	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113	1,90
2,00	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936	2,00
2,10	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780	2,10
2,20	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641	2,20
2,30	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517	2,30
2,40	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407	2,40
2,50	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308	2,50
2,60	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219	2,60
2,70	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139	2,70
2,80	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067	2,80
2,90	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001	2,90
3,00	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940	3,00
3,10	0,0935	0,0929	0,0924	0,0918	0,0912	0,0907	0,0902	0,0896	0,0891	0,0886	3,10
3,20	0,0880	0,0875	0,0870	0,0865	0,0860	0,0855	0,0850	0,0845	0,0840	0,0835	3,20
3,30	0,0831	0,0826	0,0821	0,0816	0,0812	0,0807	0,0803	0,0798	0,0794	0,0789	3,30
3,40	0,0785	0,0781	0,0776	0,0772	0,0768	0,0763	0,0759	0,0755	0,0751	0,0747	3,40
3,50	0,0743	0,0739	0,0735	0,0731	0,0727	0,0723	0,0719	0,0715	0,0712	0,0708	3,50
3,60	0,0704	0,0700	0,0697	0,0693	0,0689	0,0686	0,0682	0,0679	0,0675	0,0672	3,60

Οι αριθμοί με έντονη γραφή της άνω γραμμής εκφράζουν τα εκατοστά της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$.

9.2.3 Υπολογισμός κυρίων δοκών(διατομής HEB600)σε κάμψη:

Η κάμψη δοκών συνήθως συνδυάζεται με καταπόνηση από τέμνουσα δύναμη ή αξονική δύναμη. Κατά τον συνδυασμό τέτοιων καταπονήσεων δημιουργούνται τάσεις , ο έλεγχος των οποίων απαιτεί εξειδικευμένη μελέτη. Υπό ορισμένες προϋποθέσεις μερικές από τις τάσεις σε περιπτώσεις συνδυασμένων καταπονήσεων έχουν ασθενή επίδραση και μπορούν να παραλειφθούν χωρίς να προκύπτει ουσιώδεις σφάλμα στη συνολική τάση. Οπότε ο υπολογισμός απλοποιείται κατά πολύ.

Έλεγχος αντοχής της δοκού σε απλή κάμψη γίνεται συγκρίνοντας τη ροπή διαστολολόγησης M_{sd} με την οριακή ροπή M_{Rd} της διατομής,ήτοι: $M_{sd} \leq M_{Rd}$

Η οριακή ροπή M_{Rd} της διατομής χωρίς τις σπές των μέσων σύνδεσης (κοχλιών) υπολογίζεται ανάλογα με την κατηγορία της διατομής, ως εξής:

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2. Ο υπολογισμός βασίζεται στην πλαστική ροπή αντοχής W_{pl} της διατομής και γίνεται με τον τύπο:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{1000 \cdot g_{M_0}}, \text{ σε KN.m}$$

$$W_{pl}=6425 \text{ cm}^3 \text{ (από τον πίνακα 9.07)}$$

$$f_y=235 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{6425 \cdot 235}{1000 \cdot 1,1} = 1372 \text{ KN.m}$$

Η ροπή διαστασιολόγησης έχει το μέγιστο στο σημείο (20) και είναι:

$$M_{sd}(20)=642 \text{ KN.m}$$

$$642 \text{ KN.m} < 1372 \text{ KN.m}$$

Άρα η διατομή είναι επαρκής για την δεδομένη φόρτιση

Πίνακας 9.07: Πλαστική ροπή αντοχής διατομών W_{pl} σε cm^3

Μέγεθος δοκού	Ελατές δοκοί					Μέγεθος δοκού
	I	IPE	IPB (HE-B)	IPB _ε (HE-A)	IPB _ν (HE-M)	
80	22,7	23,2	–	–	–	80
100	39,7	39,4	104	83,0	236	100
120	63,5	60,7	165	119	351	120
140	95,2	88,3	245	173	494	140
160	136	124	354	245	675	160
180	187	166	481	325	883	180
200	249	221	643	429	1135	200
220	323	285	827	568	1419	220
240	411	367	1053	745	2117	240
260	513	–	1283	920	2524	260
270	–	484	–	–	–	270
280	631	–	1534	1112	2966	280
300	761	628	1869	1383	4078	300
320	913	–	2149	1628	4435	320
330	–	804	–	–	–	330
340	1078	–	2408	1850	4718	340
360	1274	1019	2683	2088	4989	360
380	1480	–	–	–	–	380
400	1712	1307	3232	2562	5571	400
425	2041	–	–	–	–	425
450	2394	1702	3982	3216	6331	450
475	2795	–	–	–	–	475
500	3235	2194	4815	3949	7094	500
550	4229	2787	5591	4622	7933	550
600	5465	3512	6425	5350	8772	600
650	–	–	7320	6136	9657	650
700	–	–	8327	7032	10539	700
800	–	–	10229	8699	12488	800
900	–	–	12584	10811	14442	900
1000	–	–	14855	12824	16568	1000

9.2.4 Υπολογισμός κυρίων δοκών(διατομής HEB600) σε διάτμηση:

Εάν η δοκός καταπονείται σε διάτμηση από τέμνουσα δύναμη Q η οποία είναι μεγαλύτερη από το 50% της οριακής τιμής αντοχής σε διάτμηση καθίσταται αναγκαίος. Ως οριακή αντοχή σε διάτμηση λαμβάνεται η πλαστική διατμητική αντίσταση σχεδιασμού V_{Rd} , δηλαδή η τιμή της διατμητικής δύναμης κατά την οποία οι αναπτυσσόμενες τάσεις φθάνουν στο όριο διαρροής του υλικού. Επίσης εάν η τιμή διαστασιολόγησης της διατομής V_{sd} ληφθεί με βάση την τιμή της τέμνουσας δύναμης Q μέσω κατάλληλου συντελεστή ασφάλειας γ_a , τότε πρέπει να ισχύει η σχέση:

$$V_{sd} \leq V_{Rd}$$

Η πλαστική διατμητική αντίσταση σχεδιασμού V_{Rd} της διατομής υπολογίζεται με τον τύπο:

$$V_{Rd} = \frac{F_v \cdot f_y}{1000 \cdot \sqrt{3} g_{M_0}}$$

Όπου: F_v = επιφάνεια διάτμησης (mm^2) από πίνακα 9.08

f_y = όριο διαρροής υλικού N/mm^2

γ_{M_0} = 1,1 συντελεστής ασφάλειας έναντι του ορίου διαρροής

Για τον υπολογισμό της επιφάνειας διάτμησης F_v θεωρείται γενικά ότι οι διατμητικές δυνάμεις αναλαμβάνονται από τον κορμό της διατομής και για αυτό τον λόγο αφαιρείται η επιφάνεια των πελμάτων.

Στοιχεία διατομής. Από τον πίνακα για διατομή IPB(HE-B)600 βρίσκουμε τα εξής στοιχεία:

$h = 600\text{mm}$, $b=300\text{mm}$, $s=t_w=15,5\text{mm}$, $t=30\text{mm}$, $h-2c=486\text{mm}$, $I_x=171000\text{cm}^4$,
 $W_x=5700\text{cm}^3$

Επιφάνεια διάτμησης F_v : Από τον πίνακα 9.08 βρίσκουμε την επιφάνεια διάτμησης για φόρτιση παράλληλη με τον κορμό ήτοι:

$$F_v=1,04 \cdot h \cdot t_w=1,04 \cdot 600 \cdot 15,5=9672\text{mm}^2$$

Αντοχή διατομής:

Η πλαστική διατμητική αντίσταση σχεδιασμού V_{Rd} της διατομής υπολογίζεται με τον τύπο:

$$V_{Rd} = \frac{F_n \cdot f_y}{1000 \cdot \sqrt{3} g_{M_0}} \text{ σε KN}$$

$$F_n = 9672 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$f_y = 235 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$g_{M_0} = 1,1$$

$$V_{Rd} = \frac{9672 \cdot 235}{1000 \cdot \sqrt{3} \cdot 1,1} = 1193 \text{ KN}$$

Εάν το φορτίο μας Q θεωρηθεί μια μεταβλητή δράση και ο συντελεστής ασφάλειας ληφθεί $\gamma_\alpha = 1,5$ τότε η τιμή διαστασιολόγησης της δοκού V_{sd} είναι: Στο σημείο 15 όπου Q είναι μέγιστο. (Φαίνεται στο διάγραμμα πιο κάτω)

$$V_{sd} = \gamma_Q \times Q_{15} = 1,5 \times 96 \text{ KN} = 144 \text{ KN}$$

$$Q_{15} = 96 \text{ KN}$$

Η διατομή πράγματι αντέχει την διάτμηση διότι ισχύει

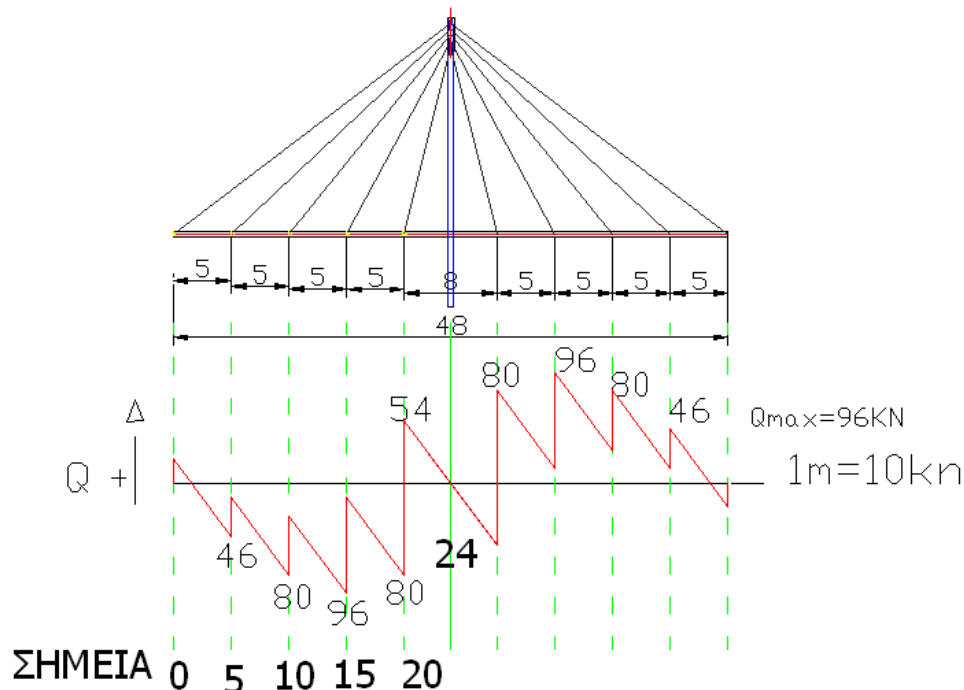
$$V_{sd} = 144 \text{ KN} < V_{Rd} = 1193 \text{ KN}$$

Η διατομή μας δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχο γιατί η τέμνουσα δύναμη Q δεν είναι μεγαλύτερη από το 50% της οριακής τιμής αντοχής σε διάτμηση.

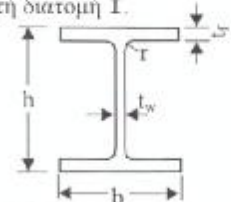
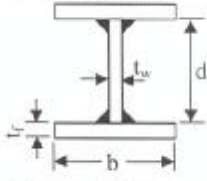
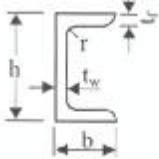
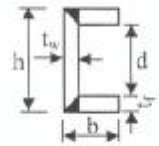
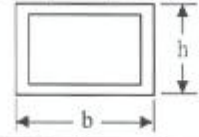
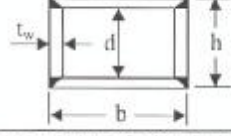


Δηλαδή ισχύει το κριτήριο $V_{sd} = Q < 50\% V_{Rd}$

Συνεπώς η δράση της τέμνουσας μπορεί να αγνοηθεί.

Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων (Q):



Πίνακας 16.12: επιφάνεια διάτμησης F_v :

A/A	Τύπος διατομής	Φόρτιση παράλληλη με τον κορμό	Φόρτιση παράλληλη με τα πέλματα
1	Ελατή διατομή I. 	$F_v = F - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$ ή κατά προσέγγιση: $F_v = 1,04 \cdot h \cdot t_w$	$F_v = 2b \cdot t_f$
2	Συγκολλητή διατομή I. 	$F_v = d \cdot t_w$	$F_v = 2b \cdot t_f$
3	Ελατή διατομή L. 	$F_v = F - 2b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$ ή κατά προσέγγιση: $F_v = 1,04 \cdot h \cdot t_w$	$F_v = 2b \cdot t_f$
4	Συγκολλητή διατομή L. 	$F_v = d \cdot t_w$	$F_v = 2b \cdot t_f$
5	Ελατή ορθογωνική κοίλη διατομή. 	$F_v = \frac{F \cdot h}{b + h}$	$F_v = \frac{F \cdot b}{b + h}$
6	Συγκολλητή ορθογωνική κοίλη διατομή. 	$F_v = \sum d \cdot t_w$	$F_v = F - \sum d \cdot t_w$
7	Κοίλες σωληνωτές διατομές. 	$F_v = \frac{2 F}{\pi}$	
8	Συμπαγείς διατομές. 	$F_v = F$	

F = συνολική επιφάνεια διατομής, mm².
 t_w = πάχος κορμού, mm.
 t_f = πάχος πέλματος, mm.
 h = ύψος διατομής, mm.

b = πλάτος διατομής, mm.
 d = ύψος κορμού, mm. Τούτο λαμβάνεται εδώ ως: $d = h - 2t_f$.
 r = ακτίνα καμπυλότητας στην θέση ένωσης κορμού και πέλματος, mm.

10. Σχεδίαση τεμαχίων και λεπτομερειών συνδέσεων, όπως συνδέσεις κόμβων υποστρωμάτων, εδράσεων, ραφών συγκολλήσεως.

10.1 Υπολογισμός της ένωσης κυρίων δοκών(διατομής HEB600) με τις κλασικές μεθόδους υπολογισμού:

Έλεγχος δοκού σε κάμψη: Αποδείξαμε ότι η δοκός αντέχει στα επιβαλλόμενα φορτία με την μέθοδο του ευρωκώδικα.

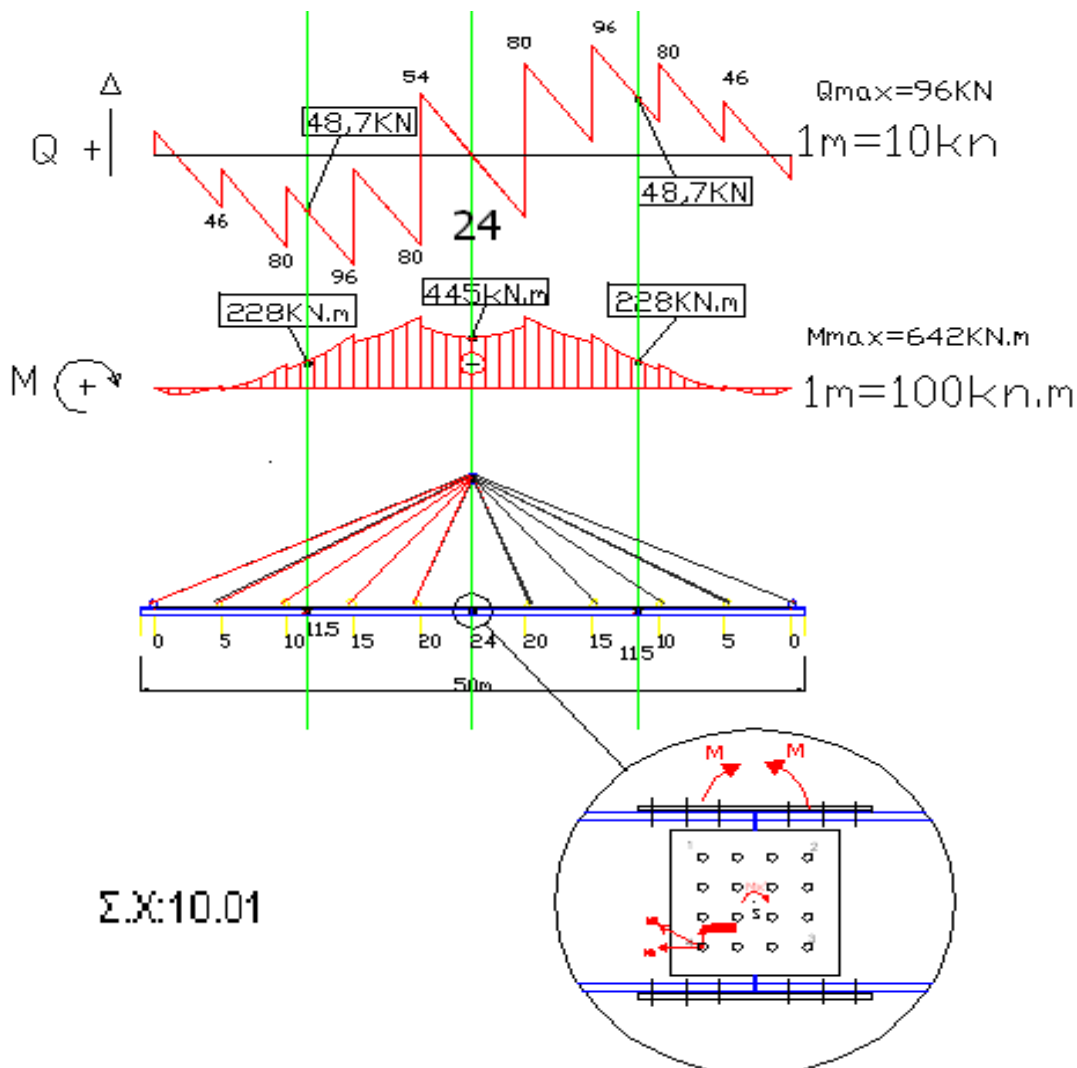
Θα κάνουμε και έλεγχο με την κλασική μέθοδο.

Η μέγιστη υπάρχουσα ροπή $M_{max} = 642 \text{ KN.m}$

Η υπάρχουσα τάση είναι :

$$\sigma_{\text{υπ}} = M_{\text{max}} / W_x = 64200 \text{ kN.cm} / 5700 \text{ cm}^3 = 11,26 \text{ kN/cm}^2 (< \sigma_{\text{επ}} 14 \text{ kN/cm}^2)$$

Άρα η δοκός αντέχει την δεδομένη φόρτιση.



ΣΧ:10.01

Ροπή και τέμνουσα στην θέση της ένωσης οπώς φαίνεται και στο σχήμα 10.01

$$M=445 \text{ KN.m}$$

$$Q=0$$

Υπολογισμός στοιχείων αρμοκαλυμμάτων :

(i) Διαστάσεις αρμοκαλυμμάτων . Επιλέγουμε δύο αρμοκαλύμματα κορμού πάχους έκαστος $t_k=15 \text{ mm}$ και δύο αρμοκαλύμματα πελμάτων πάχους έκαστο $t_\pi = 17 \text{ mm}$.

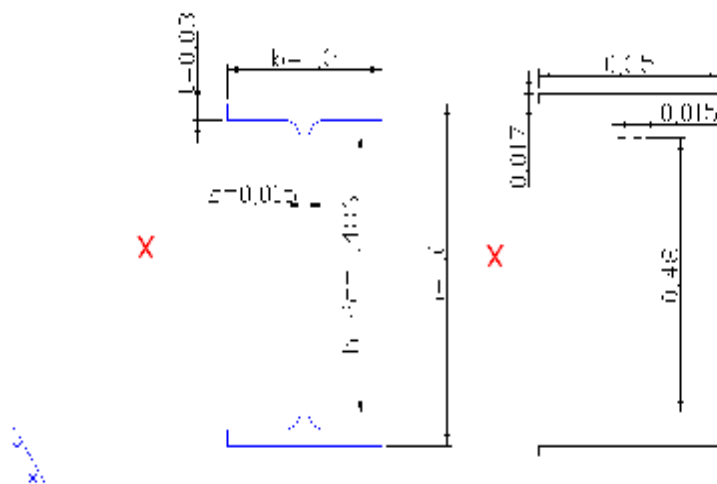
Η διάμετρος των κοχλιών βάσει του ελάχιστου πάχους ελάσματος είναι :

$$\text{Στον κορμό : } d_k = \sqrt{50.t - 1} = \sqrt{50 \times 15 - 1} = 26 \text{ mm} \quad d_k = 27 \text{ mm}$$

$$d_\pi = \sqrt{50.t - 1} = \sqrt{50 \times 17 - 1} = 28 \text{ mm} \quad d_\pi = 27 \text{ mm}$$

Ορίζουμε τα πλάτη και τα ύψη των αρμοκαλυμμάτων με βάση τους εξής κανόνες : Τα εξωτερικά αρμοκαλύμματα πελμάτων πρέπει να έχουν πλάτος 20 έως 50mm μεγαλύτερο από το πλάτος των πελμάτων της δοκού. Για δοκό IPB(HE-B) 600 το πλάτος πέλματος είναι 300mm, συνεπώς εάν τούτο αυξηθεί κατά 50mm προκύπτει πλάτος αρμοκαλύμματος 350mm. Το ύψος των αρμοκαλυμμάτων κορμού πρέπει να είναι μικρότερο από το ύψος $h-2c$ της δοκού, το οποίο στην συγκεκριμένη περίπτωση είναι 486mm. Γι'αυτό τον λόγο λαμβάνεται ύψος αρμοκαλυμμάτων κορμού 480mm.

Σύμφωνα με τα ανωτέρω οι διαστάσεις των αρμοκαλυμμάτων είναι όπως στην εικόνα (10.02)



Εικόνα 10.02

ii) Επιφάνειες αρμοκαλυμμάτων.

-Αρμοκάλυμμα θλιβόμενου πέλματος :

$$F_d = 35 \times 1,7 = 59,5 \text{ cm}^2$$

-Αρμοκάλυμμα εφελκόμενου πέλματος (αφαιρούνται 2 οπές d=28mm)

$$F_z = 35 \times 1,7 - 2 \times 2,8 \times 1,7 = 49,98 \text{ cm}^2$$

-Αρμοκαλύμματα κορμού (και τα δύο μαζί):

$$F_k = 2 \times 1,5 \times 48 = 144 \text{ cm}^2$$

iii) Ροπές αδράνειας αρμοκαλυμμάτων :

Σύμφωνα με την εικόνα (10.02) οι ροπές αδράνειας υπογίζονται ως εξής :

-Αρμοκάλυμμα θλιβόμενου πέλματος :

$$I_d = 35 \times 1,7^3 / 12 + 35 \times 1,7 \times (61,7/2)^2 = 56641,81 \text{ cm}^4$$

-Αρμοκάλυμμα εφελκόμενου πέλματος (αφαιρούνται 2 οπές d=28mm)

$$I_z = 56641,81 \text{ cm}^4 - 2 \times 2,8 \times 1,7 \times (61,7/2)^2 = 47581,41 \text{ cm}^4$$

-Αρμοκαλύμματα κορμού (και τα δύο μαζί):

$$I_k = 2 \times 1,5 \times 48^3 / 12 = 27648 \text{ cm}^4$$

Η συνολική ροπή αδράνειας των αρμοκαλυμμάτων είναι :

$$\begin{aligned} \text{-Με αφαίρεση οπών: } I_n &= I_d + I_z + I_k = 56641,81 + 47581,41 + 27648 \\ I_n &= 131870 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{-Χωρίς αφαίρεση οπών: } I_a &= 2 \times I_d + I_k = 2 \times 56641,81 + 27648 \\ I_a &= 140930 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

4. Υπολογισμός μεταφερόμενων δυνάμεων και ροπών.

-Δύναμη αρμοκαλύμματος θλιβόμενου πέλματος :

$$P_d = \frac{M \cdot c_1}{I_a} \cdot Fd = \frac{44500 \text{ KN} \cdot \text{cm} \cdot 30,85 \cdot 59,5}{140930} = 579,6 \text{ KN}$$

-Δύναμη αρμοκαλύμματος εφελκόμενου πέλματος :

$$P_z = \frac{M \cdot c_2}{I_n} \cdot Fd = \frac{44500 \text{ KN} \cdot \text{cm} \cdot 30,85 \cdot 49,98}{131870} = 520 \text{ KN}$$

-Αναλαμβανόμενη ροπή αρμοκαλυμμάτων κορμού :

$$M_k = \frac{I_k}{I_n} \cdot M = \frac{27648}{131870} \cdot 44500 = 9330 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

5. Έλεγχος αρμοκαλυμμάτων πέλματος. Με την βοήθεια του **πίνακα 10.01** που δίνει την αναλαμβανόμενη δύναμη υπό ενός κοχλία βρίσκουμε τα εξής :

-Αριθμός κοχλιών αρμοκαλύμματος θλιβόμενου πέλματος :

κοχλίες μονότμητοι με διάμετρο d=27mm, $t_\pi=17\text{mm}$

$N_\tau=6,41\text{tons}$ $N_t=11,2\text{ tons}$ (για $t=17\text{mm}$)

Μικρότερη τιμή : $N=6,41\text{tons} = 64,1\text{kN}$

$n = P_d / N = 580 / 64,1 = 9,04$ άρα $n=10$

-Αριθμός κοχλιών αρμοκαλύμματος εφελκυόμενου πέλματος :

κοχλίες μονότμητοι με διάμετρο $d=27\text{mm}$, $t_\pi=17\text{mm}$

$N_\tau=6,41\text{tons}$ $N_l=11,2\text{ tons}$ (για $t=17\text{mm}$)

Μικρότερη τιμή : $N=6,41\text{tons}=64,1\text{kN}$

$n=P_z/N=520/64,1=8,11$, $n=9$

Για λόγους συμμετρίας τοποθετούμε $n=10$ κοχλίες

-Έλεγχος αντοχής αρμοκαλύμματος θλιβόμενου πέλματος

$\sigma_{\text{υπ}}=P_d/F_d=580\text{KN}/59.5\text{cm}^2=9,74\text{KN}/\text{cm}^2$ ($<\sigma_{\text{επ}}=14\text{KN}/\text{cm}^2$)

-Έλεγχος αντοχής αρμοκαλύμματος εφελκυόμενου πέλματος :

$\sigma_{\text{υπ}}=P_z/F_z=520\text{KN}/50\text{cm}^2=10,4\text{KN}/\text{cm}^2$ ($<\sigma_{\text{επ}}=16\text{KN}/\text{cm}^2$)

Αποστάσεις κοχλιών:

$e_0=3,5d$ εως $8d$ ή εως $15t \Rightarrow 91$ εως 208 εως 225 mm

$e_1=2d$ εως $3d$ ή εως $6t \Rightarrow 52$ εως 90mm

$e_2=1,5d$ εως $3d$ ή εως $6t \Rightarrow 39$ εως 90mm

λαμβάνω $e_0=100\text{mm}$

$e_1=90\text{mm}$

$e_2=90\text{mm}$

Το μήκος του αρμοκαλύμματος κορμού θα είναι 480mm

Η σύνδεση καταπονείται με ροπή M περί το κέντρο βάρους S της ομάδας των ήλων

6. Έλεγχος αρμοκαλυμμάτων κορμού. Η ήλωση των αρμοκαλυμμάτων κορμού φαίνεται στη εικόνα (β) του σχήματος 10.03. Τα αρμοκαλύμματα αυτά καταπονούνται σε κάμψη με ροπή M_k . Εάν θεωρηθεί αμελητέα η ροπή αδράνειας ΔI των οπών ήλων τότε η υπάρχουσα τάση είναι:

$$\sigma_{\text{υπ}} = \frac{M_k \cdot c}{I_k - \Delta I} = \frac{9330\text{KN} \cdot \text{cm} \cdot \frac{48}{2}}{27648} = 8,09\text{kN}/\text{cm}^2 \leq \sigma_{\text{επ}} = 16\text{kN}/\text{cm}^2$$

Διατάσσονται 16 ήλοι διαμέτρου $d=27\text{mm}$

Στην θέση της ένωσης η ροπή είναι $M_k=9330\text{KN} \cdot \text{cm}$ και η τέμνουσα δύναμη $Q=0$. Έστω S το κέντρο βάρους της ομάδας των ήλων. Εάν θεωρηθεί ότι η ροπή M_k δεν έχει ουσιώδη μεταβολή από την θέση της ένωσης μέχρι το σημείο S , τότε η ήλωση καταπονείται με ροπή μεγέθους ως κάτωθι :

$$M_k^1 = M_k + Q \cdot a = 9330\text{KN} \cdot \text{cm}$$

Μέγιστη καταπόνηση έχει ο κοχλίας 4, η οποία οφείλεται στις εξής δυνάμεις :

$$N_Q = \frac{Q}{n} = 0$$

$$N_h = \frac{M'_k \cdot y_1}{\sum_1^n (x_i^2 + y_i^2)} = \frac{9330 \text{KN.cm} \cdot 15 \text{cm}}{8.15^2 + 8.5^2 + 8.15^2 + 8.5^2} = 35 \text{KN}$$

$$N_v = \frac{M'_k \cdot x_1}{\sum_1^n (x_i^2 + y_i^2)} = \frac{9330 \text{KN.cm} \cdot 15 \text{cm}}{8.15^2 + 8.5^2 + 8.15^2 + 8.5^2} = 35 \text{KN}$$

Η συνισταμένη αυτών των δυνάμεων είναι :

$$N_R = \sqrt{N_h^2 + (N_n + N_Q)^2} = \sqrt{35^2 + 35^2} = 49,5 \text{KN}$$

-Έλεγχος κοχλίων . Με την βοήθεια του πίνακα 10.01 για κοχλίες

$d = 27 \text{mm}$ βρίσκουμε $t = 15 \text{mm}$

κοχλίες δίτητοι: $N'_\tau = 12,83 \text{ tons}$ και $N_1 = 9,72 \text{ tons}$ για

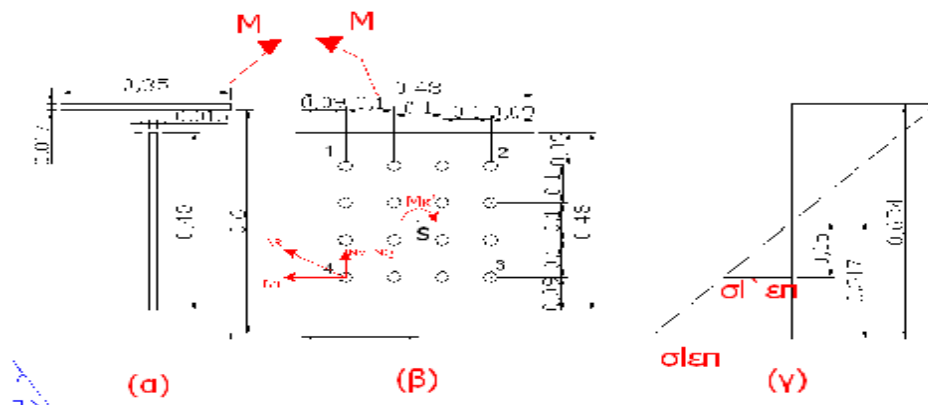
$t = \min\{15,5, 2 \times 15\} = 15,5 \text{mm}$

Μικρότερη τιμή $N = 9,72 \text{ tons} = 97,2 \text{KN}$ Άρα ισχύει :

$N_R = 49,5 \text{KN} < N = 97,2 \text{KN}$

7.Ειδικός έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας οπών για οριζόντια συνιστώσα N_h σύμφωνα με τους κανονισμούς . Η μείωση της επιτρεπόμενης τάσης στη θέση των ακραίων ήλων γίνεται αναλογικά σε σχέση με την τιμή αυτής στην εξωτερική πλευρά του αρμοκαλύμματος πέλματος ,όπως φαίνεται στην εικόνα (γ) του σχήματος 10.03.

Σχήμα 10.03



Με βάση το σχήμα 10.03είναι:

$$\sigma_{1' \varepsilon\pi} = \sigma_{1\varepsilon\pi} \cdot h_1 / e_d = 2,8t/cm^2 \cdot 150mm / 317mm = 1,32t/cm^2 = 13,2KN/cm^2$$

Η υπέρχουσα τάση είναι:

$$\sigma_{\text{υπέρχων}} = N_h / d \cdot t_{\text{min}} = 35 / 2,5 \cdot 1,55 = 9,03KN/cm^2 (< \sigma_{1' \varepsilon\pi} = 13,2KN/cm^2)$$

όπου t_{min} είναι το υπολογισμένο ως ελάχιστο πάχος ελασμάτων, δηλαδή το πάχος του κορμού της δοκού.

Πίνακας 10.01: Αναλαμβανόμενη δύναμη από έναν συνήθη κοχλία για δομικά έργα από st37. Ποιότητα κοχλία 4D.

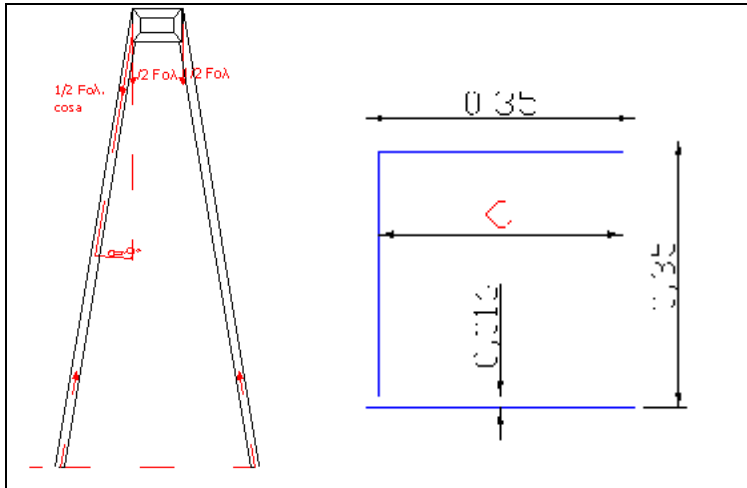
Συμβολισμός		M12		M16		M20		M22		M24		M27		
d_1	mm	12		16		20		22		24		27		
F_1	cm ²	1,13		2,01		3,14		3,80		4,52		5,73		
Φόρτιση		H HZ		H HZ		H HZ		H HZ		H HZ		H HZ		
$\tau_{\alpha \varepsilon\pi}$	t/cm ²	1,12	1,26	1,12	1,26	1,12	1,26	1,12	1,26	1,12	1,26	1,12	1,26	
N'_τ	tons	1,27	1,43	2,25	2,53	3,52	3,96	4,26	4,79	5,07	5,70	<u>6,41</u>	7,21	
N''_τ	tons	2,53	2,85	4,50	5,07	7,04	7,92	8,51	9,58	10,13	11,40	12,83	14,43	
$\sigma_{\ell \varepsilon\pi}$	t/cm ²	2,4	2,7	2,4	2,7	2,4	2,7	2,4	2,7	2,4	2,7	2,4	2,7	
N_ℓ σε tons, για πάχος t σε mm	4	1,15	1,30	1,54	1,73	1,92	2,16	2,11	2,38	2,30	2,59	2,59	2,92	
	5	1,44	1,62	1,92	2,16	2,40	2,70	2,64	2,97	2,88	3,24	3,24	3,65	
	6	1,73	1,94	2,30	2,59	2,88	3,24	3,17	3,56	3,46	3,89	3,89	4,37	
	7	2,02	2,27	2,69	3,02	3,36	3,78	3,70	4,16	4,03	4,54	4,54	5,10	
	8	2,30	2,59	3,07	3,46	3,84	4,32	4,22	4,75	4,61	5,18	5,18	5,83	
	9	2,59	2,92	3,46	3,89	4,32	4,86	4,75	5,35	5,18	5,83	5,83	6,56	
	10	2,88	3,24	3,84	4,32	4,80	5,40	5,28	5,94	5,76	6,48	6,48	7,29	
	11	3,17	3,56	4,22	4,75	5,28	5,94	5,81	6,53	6,34	7,13	7,13	8,02	
	12	3,46	3,89	4,61	5,18	5,76	6,48	6,34	7,13	6,91	7,78	7,78	8,75	
	13	3,74	4,21	4,99	5,62	6,24	7,02	6,86	7,72	7,49	8,42	8,42	9,48	
	14	4,03	4,54	5,38	6,05	6,72	7,56	7,39	8,32	8,06	9,07	9,07	10,21	
	15	4,32	4,86	5,76	6,48	7,20	8,10	7,92	8,91	8,64	9,72	9,72	10,94	
	16	4,61	5,18	6,14	6,91	7,68	8,64	8,45	9,50	9,22	10,37	10,37	11,66	
	<u>17</u>	4,90	5,51	6,53	7,34	8,16	9,18	8,98	10,10	9,79	11,02	<u>11,02</u>	12,39	
	18	5,18	5,83	6,91	7,78	8,64	9,72	9,50	10,69	10,37	11,66	11,66	13,12	
	19	5,47	6,16	7,30	8,21	9,12	10,26	10,03	11,29	10,94	12,31	12,31	13,85	
	20	5,76	6,48	7,68	8,64	9,60	10,80	10,56	11,88	11,52	12,96	12,96	14,58	
	$\sigma_{z \varepsilon\pi}$	t/cm ²	1,12		1,12		1,12		1,12		1,12		1,12	
	N_z	tons	0,832		1,579		2,464		3,091		3,550		4,693	

Οι λεπτές οριζόντιες εστιγμένες γραμμές του πίνακα ορίζουν τις περιοχές κάτωθεν των οποίων η N_ℓ γίνεται μεγαλύτερη της N'_τ και αντίστοιχα της N''_τ .

10.2 Πυλώνες

Υπολογισμός αντοχής πυλώνα σε θλιπτικά φορτία:

Ο πυλώνας αποτελείται από δυο κυβωτοειδούς διατομής ράβδους (SHS 350x350x16)



Σ.Χ.10.04

Οι δυνάμεις που θλίβουν των πυλώνων είναι τα συνολικά φορτία της γέφυρας τα οποία με βάση τους υπολογισμούς είναι: $F_{ολ}=g \cdot 96m^2=13,48KN/m^2 \cdot 96m^2=1294KN$

Η εφαρμογή της θλιπτικής δύναμης φαίνεται στο πιο πάνω σχήμα.

Η θλιπτική δύναμη που αναλαμβάνει η κάθε διατομή είναι $\frac{1}{2} \cdot F_{ολ} \cdot \cos(\alpha)$ (όπου $\alpha=9.8^\circ$ όπως φαίνεται και στο σχήμα)

Θα προσδιορίσουμε τη θλιπτική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής N_{Rd} και θα την συγκρίνουμε με την υπάρχουσα δύναμη θλίψεως N_{sd} .

Η θλιπτική αντίσταση σχεδιασμού N_{Rd} προσδιορίζεται ανάλογα με την κατηγορία της διατομής. Από πίνακα βρίσκουμε ότι η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Άρα ο υπολογισμός βασίζεται στην πλαστική αντίσταση σχεδιασμού και γίνεται με τον τύπο.

$$F=A^2-B^2=350^2-318^2=21376mm^2$$

$$N_{Rd}=\frac{F \cdot f_y}{1000 \cdot g_{Mo}} \cdot \frac{21376mm^2 \cdot 235N/mm^2}{1000 \cdot 1,1} = 4566kN$$

Η θλιπτική αντίσταση σχεδιασμού $N_{Rd}=4566KN$

Η υπάρχουσα δύναμη θλίψεως $N_{sd}=\frac{1}{2} \cdot f_{ολ} \cdot \cos(\alpha)=\frac{1}{2} \cdot 1294 \cdot \cos(9,8) KN$

$$N_{sd}=637KN$$

$$N_{sd}=637KN < N_{Rd}=4566KN$$

Άρα η διατομή μας είναι επαρκής για την επιβαλλόμενη φόρτιση.

10.2.1 Υπολογισμός αντοχής πυλώνα σε φαινόμενα λυγισμού

Η απώλεια της ελαστικής ευστάθειας μιας θλιβόμενης ράβδου μπορεί να εκδηλωθεί ως καμπτικός λυγισμός δηλαδή με κάμψη της ράβδου ως προς ένα κύριο άξονα αδράνειας της διατομής της.

Για την διαπίστωση της αντοχής μιας ράβδου έναντι λυγισμού εξετάζεται η τιμή διαστασιολόγησης της θλιπτικής δύναμης, N_{sd} , η οποία είναι η δρούσα θλιπτική δύναμη της ράβδου, ώστε αυτή να είναι η μικρότερη της οριακής τιμής έναντι λυγισμού, δηλαδή να ισχύει η σχέση:

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

Η οριακή τιμή N_{Rd} για την περίπτωση του λυγισμού υπολογίζεται με την σχέση:

$$N_{Rd} = \frac{c \cdot B_A \cdot F \cdot f_y}{1000 \cdot g_{M1}}, \text{KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{Rd}(1)$$

χ = Μειωτικός συντελεστής εξαρτώμενος από την λυγηρότητα της ράβδου
 B_A = Μειωτικός συντελεστής διατομής ο οποίος λαμβάνεται για τις κατηγορίες διατομών 1,2,3

$$B_A = 1$$

F = Πλήρης διατομή ράβδου

f_y = όρλο διαρροής υλικού, N/mm²

γ_{M1} = 1,10 συντελεστής ασφάλειας έναντι λυγισμού

$\chi = \omega$ κατά DIN

Σύμφωνα με τον EC-3 το
$$c = \frac{1}{j + \sqrt{j^2 - \bar{I}^{-2}}}$$

Όπου \bar{I} = ανηγμένη λυγηρότητα ράβδου

φ = συντελεστής εξαρτώμενος από την ανηγμένη λυγηρότητα

$$\varphi = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{I} - 0,2) + \bar{I}^{-2}] \quad (4)$$

Όπου α = συντελεστής ατελειών

$$\bar{I} = \frac{l}{l_1} \sqrt{B_A} \quad (5)$$

όπου λ = βαθμός λυγηρότητα ράβδου

λ_1 = λυγηρότητα αναφοράς

E = μέτρο ελαστικότητας (210.000 N/mm²)

$$I = \frac{S_k}{i} (6)$$

f_y =όριο διαρροής (N/mm²)

ε =συντελεστής υλικού

$$I_1 = p \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon (7)$$

Για περισσότερη ευκολία στους υπολογισμούς έχουν συνταχθεί πίνακες που δίνουν απ'ευθείας τον μειωτικό συντελεστή χ συνάρτηση της ανοιγμένης λυγηρότητας λ και της καμπύλης λυγισμού.

Η δύναμη θλίψης που ασκείται στον πυλώνα τον υποβάλουν σε λυγισμό τον λόγο αυτό πρέπει να γίνει έλεγχος αντοχής ως προς το φαινόμενο λυγισμού. Ο λυγισμός ενδέχεται να συμβεί είτε κατά τον άξονα x-x είτε κατά τον άξονα y-y. Η διατομή του πυλώνα είναι κυβωτοειδούς άρα τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της είναι ίδια και στους δυο άξονες.

4. Στοιχεία διατομής: SHS 350x350x16

Ύψος διατομής	$h=350 \text{ mm}$	$F=213 \text{ cm}^2$,
Πλάτος διατομής	$b=350 \text{ mm}$,	$i_x= 13,6 \text{ cm}$
Πάχος ελάσματος	$t=16 \text{ mm}$	

5. Έλεγχος ως προς την δύναμη θλίψης:

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

$$637 \text{ KN} \leq 4566 \text{ KN}$$

Όπως αποδείξαμε πιο πάνω η δοκός δεν κινδυνεύει να υποστεί αστοχία από θλιπτικές τάσεις.

6. Έλεγχος σε λυγισμό: Για την περίπτωση του λυγισμού πρέπει να γίνουν οι υπολογισμοί. Όλοι αυτοί οι υπολογισμοί φαίνονται συνοπτικά στον ακόλουθο πίνακα υπολογισμών.

Παρατηρούμε ότι για την διατομή του πυλώνα ισχύει η σχέση $N_{sd} \leq N_{Rd}$ κατά την οποία η τιμή διαστασιολόγησης N_{sd} είναι μικρότερη από την οριακή τιμή αντιστάσεως N_{Rd} σε λυγισμό της διατομής ήταν:

-Άξονας X-X: $N_{sd} = 637 \text{ KN} < N_{Rd} = 1901 \text{ KN}$

Κατόπιν των ανωτέρων συμπεραίνουμε ότι με βάση τον υπολογισμό σε λυγισμό η δοκός αντέχει την δεδομένη φόρτιση.

Πίνακας Υπολογισμών

A/A	Στοιχεία Υπολογισμού	Λυγισμός προς τον άξονα
1	Μήκος λυγισμού S_k	$S_k=1820\text{cm}$
2	Ακτίνα αδράνειας	$i_x=13,6\text{ cm}$
3	Βαθμός λυγηρότητας $\lambda= S_k/i$	$\lambda=132,35$
4	Λυγηρότητα αναφοράς $\lambda_1=93,9\times\varepsilon$	$\lambda_1=93,9$
5	Συντελεστής B_A για κατηγορία διατομής 1	$B_A=1$
6	Ανοιγμένη λυγηρότητα $\Lambda=\lambda/\lambda_1\sqrt{B_A}$	$\Lambda=1,4$
7	Καμπύλη τάσεως λυγισμού με βάση τον πίνακα 16,05	α
8	Συντελεστής μείωσης χ : Πίνακα 16.07	$\chi=0,4179$
9	Οριακή τιμή αντιστάσεως $N_{Rd} = \frac{c \cdot B_A \cdot F \cdot f_y}{1000 \cdot g_{M_1}}, \text{KN}$	$N_{Rd}=1901\text{ KN}$

Η οριακή τιμή έναντι λυγισμού N_{Rd} είναι:

$$N_{Rd} = \frac{0,4179 \cdot 1 \cdot 21300 \cdot 235}{1000 \cdot 1,1}, \text{KN} \text{ όπου } F=21300 \text{ mm}^2$$

$$f_y=235 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

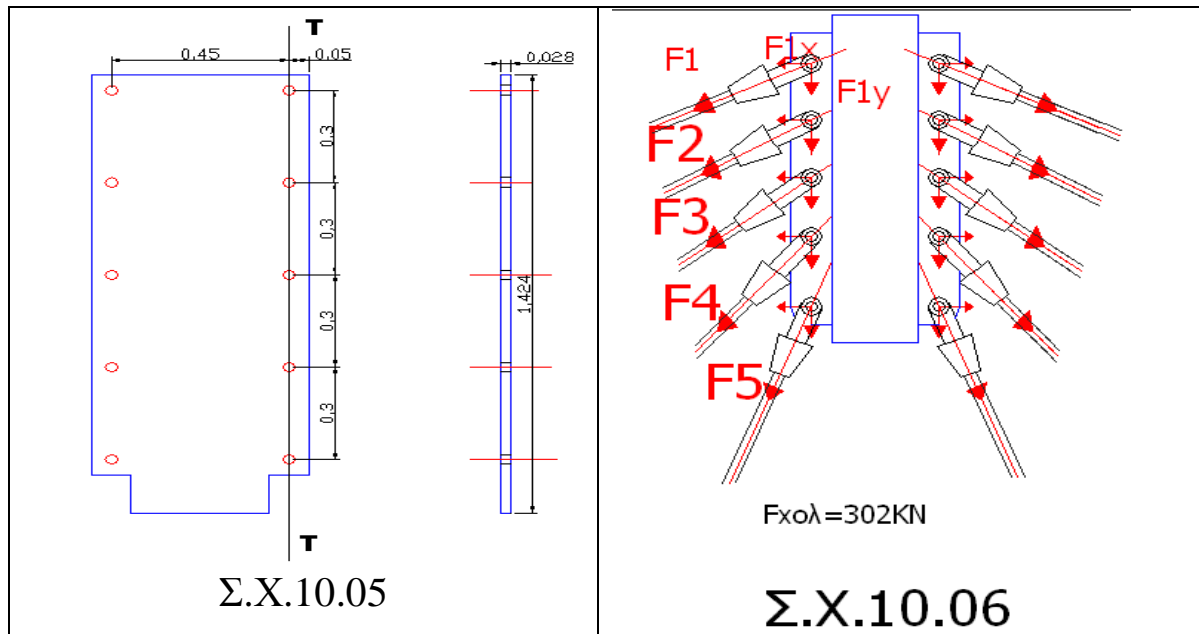
Ισχύει η σχέση ($N_{sd}=637\text{KN}$)<($N_{Rd}=1901\text{KN}$)

Κατόπιν των ανωτέρων συμπεραίνουμε ότι με βάση τον υπολογισμό σε λυγισμό η διατομή αντέχει τη δεδομένη φόρτιση.

10.3 Υπολογισμός αντοχής ελάσματος από το οποίο αναρτώνται τα καλώδια

Λαμβάνουμε το πάχος του ελάσματος $t=28\text{mm}$

Από την σχεδίαση του ελάσματος προκύπτουν οι διαστάσεις αυτού, όπως φαίνονται στο σχήμα.10.05



Η διατομή του ελάσματος $F=28 \times 1424=39872\text{mm}^2$

Κρίσιμη τομή T-T

Υπολογίζουμε την οριακή εφελκυστική δύναμη της χρήσιμης διατομής στην κρίσιμη τομή θραύσεως με τον τύπο:

$$N_{Rd} = 0.9 \cdot \frac{F_n \cdot f_u}{1000 \cdot \gamma_{M2}}, \text{ σε KN}$$

Όπου $F_n = F - \Delta F$ χρήσιμη διατομή ράβδου, mm^2

f_u = εφελκυστική αντοχή υλικού, N/mm^2

$\gamma_{M2} = 1,25$ συντελεστής ασφαλείας έναντι του ορίου θραύσεως.

$$\Delta F = 5 \times 28 \times 28 = 3920 \text{ mm}^2$$

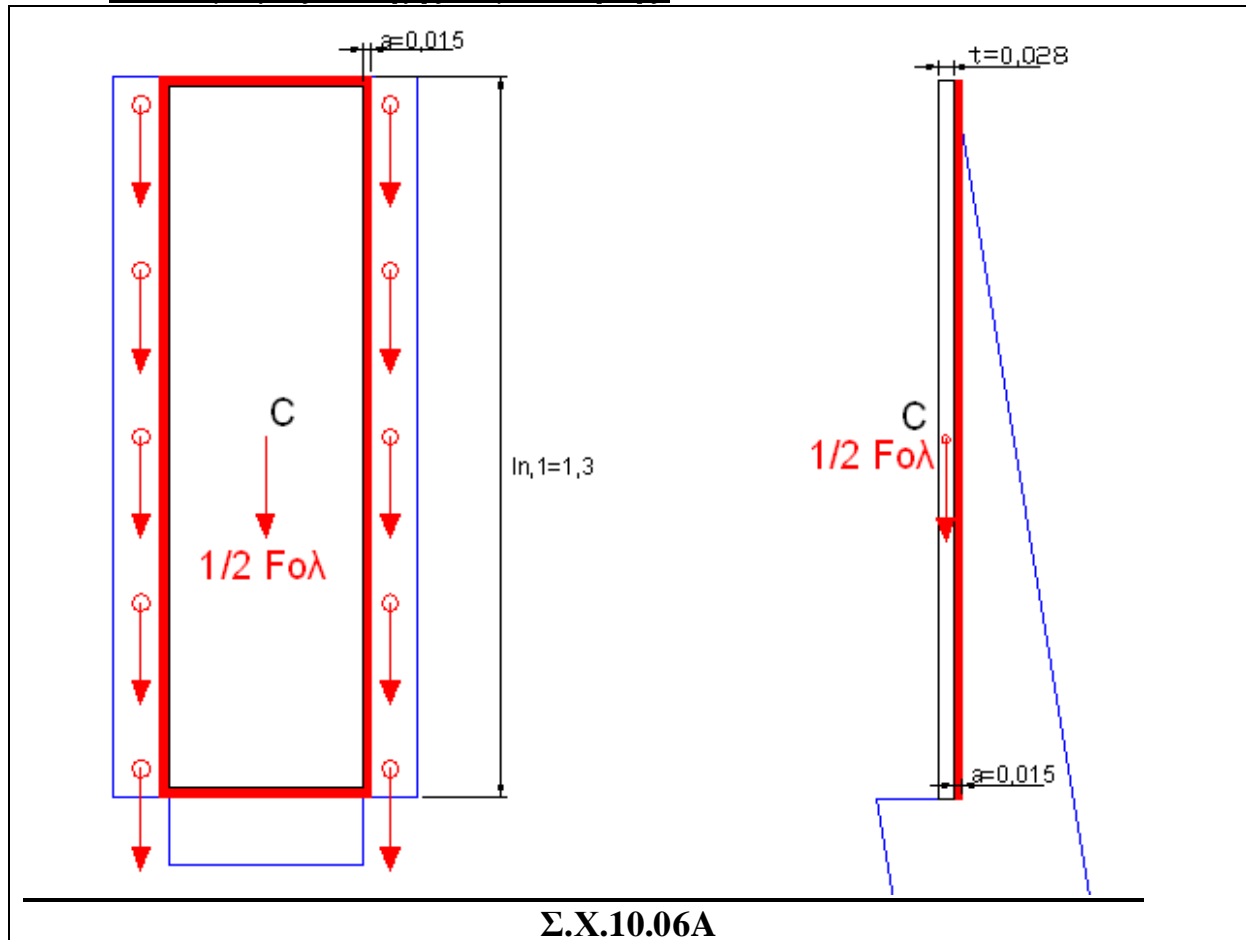
$$F_n = 39872 - 3920 = 35952 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = 0.9 \cdot \frac{35952 \cdot 360}{1000 \cdot 1.25} \Rightarrow N_{Rd} = 9318 \text{ KN}$$

Το σύνολο των οριζόντιων δυνάμεων στο έλασμα είναι οι οριζόντιες αντιδράσεις των καλωδίων όπως φαίνεται και στο σχήμα 10.06: $N_{sd} = 302\text{KN}$

Άρα το έλασμα αντέχει την επιβαλλόμενη φόρτιση.

10.3.1 Υπολογισμός αντοχής συγκόλλησης.



Σ.Χ.10.06Α

Το κομβοέλασμα συνδέεται με τον πυλώνα μέσω συγκόλλησης και σε αυτό είναι συνδεδεμένα τα καλώδια.

Σε αυτή την περίπτωση οι ραφές καταπονούνται από τέμνουσα δύναμη.

Η ανάληψη της τέμνουσας γίνεται από τις δυο κατακόρυφες ραφές. Υπολογίζουμε τις αντίστοιχες επιφάνειες ήτοι:

Πάχος ραφής:

Το πάχος του κομβοελάσματος είναι $t=30\text{mm}$

$3\text{mm} < a < 0,7t \Rightarrow 3\text{mm} < a < 21\text{mm}$

$a=15\text{mm}$

Επιφάνειες κατακόρυφων ραφών

$F_{w,2}=2a \cdot l_{n,1}= 2 \cdot 1,5 \cdot 130 = 390 \text{ cm}^2$

Επιτρεπόμενες τάσεις

Οι επιτρεπόμενες τάσεις για τις ραφές συγκόλλησης σε ελάσματα λαμβάνονται από τον πίνακα 10.02 ήτοι:

-Επιτρεπόμενη τάση για διάτμηση $\tau_{\varepsilon\pi}=1,35 \text{ t/cm}^2$

Έλεγχος αντοχής ραφών.

Η τέμνουσα δύναμη αναλαμβάνεται από τις κατακόρυφες ραφές του σχήματος. Υπολογίζουμε την μέση διατμητική τάση τ_m και την συγκρίνουμε με την επιτρεπόμενη, ήτοι:

$$\tau_m = Q/F_{w,2} = 63,7\text{t}/390\text{cm}^2 = 0,16/\text{cm}^2 < \tau_{\varepsilon\pi} = 1,35 \text{ t/cm}^2$$

Η αντοχή της συγκόλλησης είναι επαρκής για να μεταβιβάσει τα φορτία στον πυλώνα.

Πίνακας 10.02:Επιτρεπόμενες τάσεις ραφών συγκολλήσεις ,Kp/cm²

Α/Α	Είδος τάσης	Είδος ραφής	Υλικό τεμαχίων			
			St 37		St 52	
			Περίπτωση φορτίσεως			
			H	HZ	H	HZ
1	-Θλίψη από αξονική δύναμη -Θλίψη από κάμψη	-Εσωραφές (όλων των ποιοτήτων)	1600	1800	2400	2700
		-Εξωραφές (όλων των ποιοτήτων)	1350	1500	1700	1900
		-Ειδικές ραφές: <i>Ραφή K</i> , συγκολλημένη ή μη μέχρι τον κρατήρα, χωρίς έλεγχο για ρωγμές και ελαττώματα.	1350	1500	1700	1900
		<i>Ραφή K</i> , συγκολλημένη ή μη μέχρι τον κρατήρα και με διαπιστωμένη κατόπιν ελέγχου την μη ύπαρξη ρωγμών και ελαττωμάτων.	1600	1800	2400	2700
		<i>Ραφή HV</i> , με συγκόλληση της απέναντι πλευράς και με διαπιστωμένη κατόπιν ελέγχου την μη ύπαρξη ρωγμών και ελαττωμάτων.	1600	1800	2400	2700
2	-Εφελκυσμός από αξονική δύναμη -Εφελκυσμός από κάμψη εγκάρσια προς την διεύθυνση της ραφής	-Εσωραφές: Χωρίς έλεγχο για ρωγμές και ελαττώματα.	1350	1500	1700	1900
		Με διαπιστωμένη κατόπιν ελέγχου την μη ύπαρξη ρωγμών και ελαττωμάτων.	1600	1800	2400	2700
		-Εξωραφές (όλων των ποιοτήτων)	1350	1500	1700	1900
		-Ειδικές ραφές: <i>Ραφή K</i> , συγκολλημένη ή μη μέχρι τον κρατήρα, χωρίς έλεγχο για ρωγμές και ελαττώματα.	1350	1500	1700	1900
		<i>Ραφή K</i> , συγκολλημένη ή μη μέχρι τον κρατήρα και με διαπιστωμένη κατόπιν ελέγχου την μη ύπαρξη ρωγμών και ελαττωμάτων.	1600	1800	2400	2700
3	-Διάτμηση	-Όλες οι ραφές, όλες οι ποότητες	1350	1500	1700	1900
		-Τάση συγκρίσεως	1350	1500	1700	1900

10.4 Σύνδεση καλώδιου με κύρια δοκό μέσω κομβοελάσματος.

Η στήριξη της κατασκευής γίνεται δια συγκολλήσεως του κομβοελάσματος επί της κύριας δοκού.

Προσδιορισμός των διαστάσεων του κομβοελάσματος και της ραφής συγκόλλησης

1. Υπολογισμός πάχους κομβοελάσματος.

Το πάχος του κομβοελάσματος προεκτιμήθηκε σε $t=30\text{mm}$ και θα ελεγχθεί πιο κάτω. Η καταπόνηση που υφίσταται είναι κυρίως ο εφελκυσμός η κάμψη και η διάτμηση. Στο σχήμα 10.07 έχουμε σχεδιάσει την λεπτομέρεια του με όλες τις απαραίτητες διαστάσεις.

Κατά αρχή βρίσκουμε την κρίσιμη τομή θραύσεως. Η κρίσιμη τομή θραύσεως είναι η τομή T1-T1 η οποία έχει κέντρο βάρους το σημείο C.

Η ροπή των δυνάμεων ως προς το σημείο C είναι:

$$M = P_y \cdot X_1 - P_x \cdot X_2 = P \cdot X_3$$

Είναι προφανές ότι το κομβοέλασμα καταπονείται σε κάμψη και διάτμηση.

Δημιουργούνται ορθές τάσεις λόγω

της εφελκυστικής δύναμής P_y και της της ροπής κάμψης η οποία δημιουργείται από την έκκεντρη εφαρμογή των δυνάμεων P_y και P_x .

Διατμητικές τάσεις τ_π παράλληλες προς την διεύθυνση της δύναμης P από την τέμνουσα $P(Q)$.

Αντοχή κομβοελάσματος:

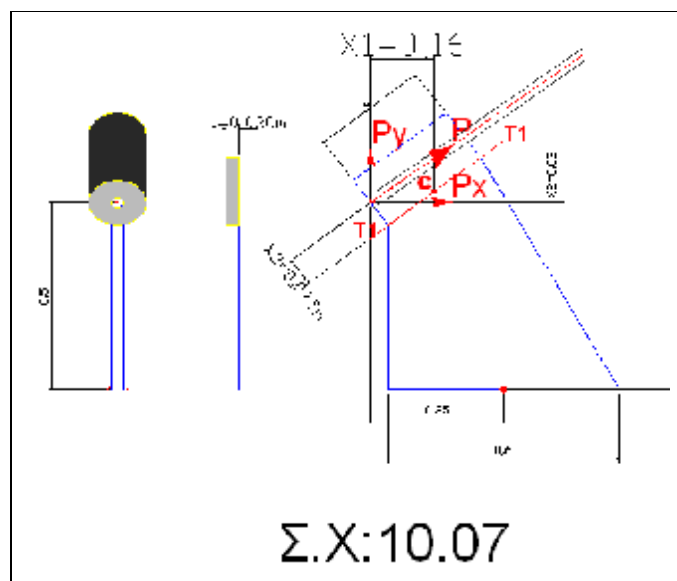
$$\tau_\pi = \frac{Q}{A} = \frac{14394\text{kp}}{90\text{cm}^2} = 160 \text{Kp/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{107955\text{Kp.cm}}{450\text{cm}^3} = 240 \text{Kp/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{s^2 + 3t^2} \leq \sigma_{\epsilon\pi}$$

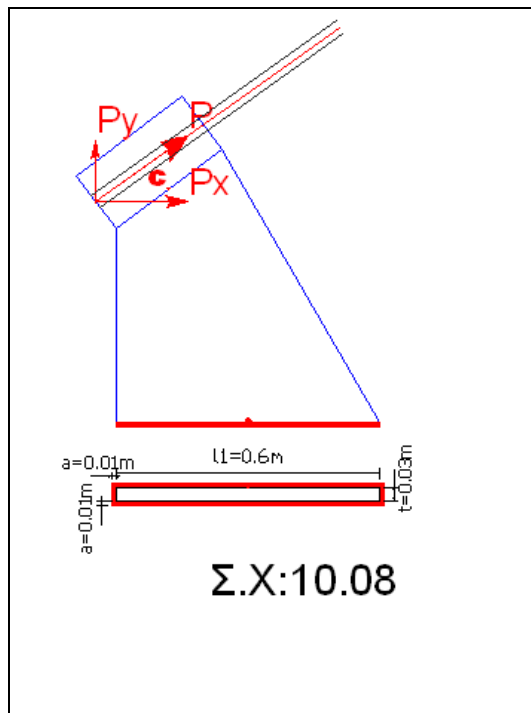
$$\sigma_v = 366 \text{Kp/cm}^2 \leq \sigma_{\epsilon\pi} = 1400 \text{Kp/cm}^2$$

$$M = F_5 \cdot X_4 = 14394\text{Kp} \cdot 7,5\text{cm} = 107955\text{Kp.cm}$$



$b = 3 \text{ cm}$
$h = 30 \text{ cm}$
$A = b \cdot h = 90\text{cm}^2$
$I_x = b \cdot h^3 / 12 = 3 \cdot 30^3 / 12 = 6750\text{cm}^4$
$W_x = I_x / e_x = 6750\text{cm}^4 / 15\text{cm} = 450\text{cm}^3$

10.4.1 Αντοχή συγκολλήσεως του κομβοελάσματος στην κύρια δοκό:



Υπολογισμός ραφής συγκολλήσεως κομβοελάσματος.

Η σύνδεση του κομβοελάσματος με την κύρια δοκό θα γίνει δια συγκολλήσεως με εξωραφές και στις δυο πλευρές επί μήκους 600mm. Για μια άριστη συγκόλληση οι ραφές θα είναι συνεχής περιμετρικά χωρίς λοξά μέρη στις γωνίες. Δηλαδή το σύνολο των ραφών θα σχηματίζει το ορθογώνιο του σχήματος .

(α) Πάχος ραφής

Το πάχος του κομβοελάσματος είναι 30mm

Από τις σχέσεις έχουμε :

$$3\text{mm} < a < 0,7 \cdot t \Rightarrow 3\text{mm} < a < 21$$

Λαμβάνουμε $a = 10\text{mm}$

(β) Μήκος ραφής

Τα ωφέλιμα μήκη των ραφών προκύπτουν από τα μήκη των αντίστοιχων πλευρών ορθογωνίου του σχήματος 10.08 ήτοι:

$$L_{n,1} = L_1 = 600\text{mm} (\text{μεγάλη πλευρά})$$

$$L_{n,2} = L_2 = 30\text{mm} (\text{μικρή πλευρά})$$

Τα ωφέλιμα μήκη των ραφών είναι ίσα με τα πραγματικά εφόσον δεν υπάρχουν λοξά μέρη στα άκρα. Επίσης το μήκος ραφής L_1 πρέπει να βρίσκεται μεταξύ των ορίων που ορίζει η σχέση, ήτοι:

$$10a < L_1 < 100a \Rightarrow 10 \times 10 < 600 < 100 \times 10 \Rightarrow 100 < 600 < 1000 \quad \text{η οποία πράγματι ισχύει.}$$

(γ) Επιφάνεια ραφής

Η ανάληψη των ορθών τάσεων γίνεται από το σύνολο των ραφών, ενώ η ανάληψη της τέμνουσας γίνεται από τις δύο επιμήκεις ραφές . Για το λόγο αυτό υπολογίζουμε χωριστά τις αντίστοιχες επιφάνειες ήτοι:

- Συνολική επιφάνεια (ορθές τάσεις):

$$F_{w,1} = 2a(L_{n,1} + L_{n,2}) = 2 \times 1 \times (60 + 3) = 126 \text{ cm}^2$$

- Επιφάνεια κατακόρυφων ραφών (για τέμνουσα):

$$F_{w,2} = 2a \cdot L_{n,1} = 2 \times 1 \times 60 = 120 \text{ cm}^2$$

(δ) Ροπή αδράνειας ραφής :

Για το σύνολο των ραφών του σχήματος με εφαρμογή του τύπου προκύπτει.

$$I_w = 2 \cdot \frac{a \cdot h^3}{12} + \frac{ta^3}{12} + 2 \cdot a \cdot t \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = 2 \cdot \frac{1 \cdot 60^3}{12} + \frac{3 \cdot 1^3}{12} + 2 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 30^2 \Rightarrow I_w = 41400 \text{ cm}^4$$

(ε) Επιτρεπόμενες τάσεις.

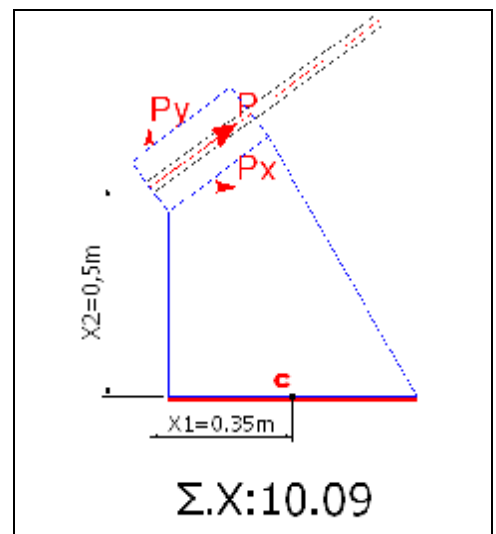
Οι επιτρεπόμενες τάσεις για τις ραφές συγκολλήσεις σε ελάσματα από st37, φόρτιση Η λαμβάνονται:

- Επιτρεπόμενη τάση για εφελκυσμό από αξονική δύναμη: $\sigma_{\varepsilon\pi}=1,35\text{t/cm}^2$
- Επιτρεπόμενη τάση για εφελκυσμό από κάμψη: $\sigma_{\varepsilon\pi}=1,35\text{t/cm}^2$
- Επιτρεπόμενη τάση για διάτμηση: $\tau_{\varepsilon\pi}=1,35\text{t/cm}^2$
- Επιτρεπόμενη τάση για έλεγχο της τάσης συγκρίσεως : $\sigma_{\nu\varepsilon\pi}=1,35\text{t/cm}^2$

(στ) Καταπόνηση ραφών συγκολλήσεως .

Οι ραφές συγκολλήσεως του κομβοελάσματος καταπονούνται από τις εξής δυνάμεις:

- Από αξονική δύναμη, αποτελούμενη από την κατακόρυφη συνιστώσα του καλωδίου. Η δύναμη έχει ήδη υπολογιστεί και είναι: $P_y=F_{5y}=133\text{KN}=13300\text{kp}=13,3\text{t}$
- Από τέμνουσα δύναμη προκύπτουσα από την οριζόντια συνιστώσα της δύναμης του καλωδίου ήτοι: $P_x=F_{5x}=Q=54\text{kn}=5400\text{kp}=5,4\text{t}$
- Από ροπή κάμψεως , προκύπτουσα από την έκκεντρη εφαρμογή των δυνάμεων P_y και P_x ως προς το κέντρο βάρους C. Όπως φαίνεται στο σχήμα 10.09



$$M = P_x \cdot X_2 + P_y \cdot X_1 = 5,4 \cdot 0,5 + 13,3 \cdot 0,35 \Rightarrow M = 735,5 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

(ζ) Έλεγχος αντοχής ραφών.

Η τέμνουσα δύναμη αναλαμβάνεται από τις επιμήκειες ραφές.

Υπολογίζουμε την μέση διατμητική τάση τ_m και την συγκρίνουμε με την επιτρεπόμενη, ήτοι:

$$\tau_m = Q / F_{w,2} = 5,4\text{t} / 84\text{cm}^2 = 0,064\text{t/cm}^2 < \tau_{\varepsilon\pi} = 1,35\text{t/cm}^2$$

Επαρκές

Η δυσμενέστερη ορθή τάση σ αναπτύσσεται στο αριστερό άκρο της ραφής στο οποίο η τάση λόγω της εφελκυστικής δύναμης P_y προστίθεται με την τάση λόγω της ροπής κάμψης M , ήτοι:

$$\sigma = P_y / F_{w,1} + M / W_x = 13,3 \text{ t} / 126 \text{ cm}^2 + 735,5 \text{ t} \cdot \text{cm} / 1335 \text{ cm}^3$$
$$\Rightarrow \sigma = 1 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\varepsilon\pi} = 1,35\text{t/cm}^2$$

Επαρκές

Η ροπή αντίστασης W_x υπολογίζεται ως κάτωθι:

$$W_x = I_x / e_z = 41400\text{cm}^4 / (30+1) = 1335\text{cm}^3$$

Κατόπιν των ανωτέρων συμπεραίνομε ότι η ραφή συγκολλήσεως είναι επαρκής για την σύνδεση του κομβοελάσματος επί της κύριας δοκού.

10.5 Αντοχή κοχλία συγκράτησης καλώδιου στον πυλώνα.

Η μέγιστη αναλαμβανόμενη δύναμη από κοχλία είναι του καλώδιου 5.

$$F_5 = 144 \text{ KN}$$

Υπολογισμός κοχλία συγκράτησης καλώδιου στο πυλώνα:

Ο κορμός του κοχλία καταπονείται σε διάτμηση η δε άντρυγα της οπής σε επιφανειακή σύνθλιψη.

Ο υπολογισμός της κοχλίωσης γίνεται με προσδιορισμό των δυνάμεων αντοχής σε διάτμηση και σύνθλιψη άντρυγας.

Διάτμηση: Η αντοχή ενός κοχλία σε διάτμηση του κορμού $N_{v,Rd}$ ανα επίπεδο διάτμησης υπολογίζεται ως εξής:

-Εάν το επίπεδο διάτμησης τέμνει το λείο τμήμα του κορμού του κοχλία χρησιμοποιείται ο τύπος:

$$N_{n,Rd} = \frac{0,6 \cdot F \cdot f_{ub}}{1000 \cdot g_{Mb}}, \text{ σε KN}$$

Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού $N_{v,sd}$ προκύπτει ίση με το φορτίο σχεδιασμού F_5 ήτοι $N_{v,sd} = 144 \text{ KN}$

Από πίνακα 10.03

Επιλέγω κοχλία 8.8 M30 με $N_{v,Rd} = 271,4 \text{ KN}$

Η αντοχή σε διάτμηση $N_{v,Rd}$ του κοχλία που επέλεξα είναι σαφώς μεγαλύτερη από τη διατμητική δύναμη σχεδιασμού $N_{v,sd}$.

Σύνθλιψη άντρυγας οπών: Η αντοχή ενός κοχλία σε σύνθλιψη άντρυγας οπών $N_{b,Rd}$ υπολογίζεται με τον τύπο:

$$N_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot a \cdot d \cdot t \cdot f_u}{1000 \cdot g_{Mb}}, \text{ σε KN}$$

Όπου: d = διάμετρος κοχλία mm.

t = μικρότερο συνολικό πάχος ελάσματος κατά την μια διεύθυνση της καταβιβαζόμενης δύναμης, mm.

f_u = η αντοχή ελάσματος σε εφελκυσμό, N/mm^2

$\gamma_{Mb} = 1,25$ συντελεστής ασφάλειας για κοχλίες

a = συντελεστής

Δεδομένα:

$$d = 30 \text{ mm}$$

$$t = 30 \text{ mm}$$

$$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

$$a = 1,5$$

$$N_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 1,5 \cdot 30 \cdot 430}{1000 \cdot 1,5}$$

$$N_{b,Rd} = 967,5 \text{ KN}$$

Η δύναμη σχεδιασμού $N_{b,sd}$ προκύπτει ίση με το φορτίο σχεδιασμού F_5

ήτοι $N_{b,sd} = 144 \text{ KN}$

Οπότε $N_{b,sd} = 144 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 967,5 \text{ KN}$

Είναι επαρκής για την σύνδεση μας.

Πίνακας 10.03: Αναλαμβανόμενη δύναμη $N_{v,Rd}$ από έναν κοχλία σε διάτμηση.; όταν το επίπεδο διάτμησης τέμνει το λείο τμήμα του κορμού, σε KN.

ΣΥΝΗΘΕΙΣ ΚΟΧΛΙΕΣ									
Διάμετρος κοχλία d , mm	M12	M16	M20	M22	M24	M27	M30	M36	
Διατομή κορμού F , mm ²	113	201	314	380	452	573	707	1018	
Ποιότητα κοχλία	4.6	21,7	38,6	60,3	73,0	86,9	109,9	135,7	195,4
	5.6	27,1	48,3	75,4	91,2	108,6	137,4	169,6	244,3
	8.8	43,4	77,2	120,6	146,0	173,7	219,9	271,4	390,9
	10.9	54,3	96,5	150,8	182,5	217,1	274,8	339,3	488,6
ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΟΙ ΚΟΧΛΙΕΣ									
Διάμετρος κοχλία d , mm	M12	M16	M20	M22	M24	M27	M30	M36	
Διατομή κορμού F , mm ²	133	227	346	415	491	616	755	1075	
Ποιότητα κοχλία	4.6	25,5	43,6	66,5	79,8	94,2	118,2	144,9	206,4
	5.6	31,9	54,5	83,1	99,7	117,8	147,8	181,1	258,1
	8.8	51,0	87,2	133,0	159,5	188,5	236,4	289,8	412,9
	10.9	63,7	109,0	166,3	199,4	235,6	295,6	362,3	516,1

ΠΙΝΑΚΑΣ 17.05: Αναλαμβανόμενη δύναμη $N_{v,Rd}$ από έναν κοχλία σε διάτμηση, όταν το επίπεδο διάτμησης τέμνει το σπείρωμα, σε KN.

ΣΥΝΗΘΕΙΣ ΚΟΧΛΙΕΣ									
Διάμετρος κοχλία d , mm	M12	M16	M20	M22	M24	M27	M30	M36	
Ενεργός διατομή κοχλία F_s , mm ²	84,3	157	245	303	353	459	561	817	
Ποιότητα κοχλία	4.6	16,2	30,1	47,0	58,2	67,8	88,1	107,7	156,9
	5.6	20,2	37,7	58,8	72,7	84,7	110,2	134,6	196,1
	8.8	32,4	60,3	94,1	116,4	135,6	176,3	215,4	313,7
	10.9	33,7	62,8	98,0	121,2	141,2	183,6	224,4	326,8
Σε εφαρμοσμένους κοχλίες δεν επιτρέπεται το επίπεδο διάτμησης να τέμνει το σπείρωμα.									

Πίνακας 10.04: Αναλαμβανόμενη δύναμη $N_{b,Rd}$ από έναν κοχλία σε σύνθλιψη άντυνας οπών.

Υλικό ελάσματος S235		Ποιότητα κοχλιών 4.6, 5.6, 8.8, 10.9							
ΣΥΝΗΘΕΙΣ ΚΟΧΛΙΕΣ									
Διάμετρος κοχλία d , mm		M12	M16	M20	M22	M24	M27	M30	M36
Διάμετρος οπής d_0 , mm		13	18	22	24	26	30	33	39
$\min e_2 = 1,5 \cdot d_0 = \dots$ mm		20	27	33	36	39	45	50	59
$\min p_2 = 3 \cdot d_0 = \dots$ mm		39	54	66	72	78	90	99	117
$\min p_1 = e_1 + \dots$ mm		10	14	17	18	20	23	25	29
Απόσταση οπής από άκρο ελάσματος e_1 mm	20	44,3	-	-	-	-	-	-	-
	25	55,4	53,3	-	-	-	-	-	-
	30	66,5	64,0	65,5	66,0	-	-	-	-
	35	77,5	74,7	76,4	77,0	77,5	-	-	-
	40	86,4	85,3	87,3	88,0	88,6	86,4	87,3	-
	45	-	96,0	98,2	99,0	99,7	97,2	98,2	-
	<u>50</u>	-	106,7	109,1	110,0	110,8	108,0	109,1	110,8
	55	-	115,2	120,0	121,0	121,8	118,8	120,0	121,8
	60	-	-	130,9	132,0	132,9	129,6	130,9	132,9
	65	-	-	141,8	143,0	144,0	140,4	141,8	144,0
	70	-	-	144,0	154,0	155,1	151,2	152,7	155,1
	80	-	-	-	158,4	172,8	172,8	174,5	177,2
	90	-	-	-	-	-	194,4	196,4	199,4
	100	-	-	-	-	-	-	216,0	221,5
	110	-	-	-	-	-	-	-	243,7
120	-	-	-	-	-	-	-	259,2	

Για πάχος ελάσματος t διάφορο των 10mm πολλαπλασιάζουμε τις τιμές με τον λόγο $t/10$.

10.6 Υπολογισμός αντοχής καλωδίων:

Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη αναλαμβάνεται από το πέμπτο καλώδιο με δύναμη $F_5=N=144\text{KN}$

Τα καλώδια τα επιλέγω από τον πιο κάτω πίνακα

Επιλέγω metric 6x36 IWRC(steel core)

Με διάμετρο $d=28\text{mm}$ με ελάχιστη εφελκυστική αντοχή 548KN.

Πίνακας 10.04:Ελάχιστη εφελκυστική αντοχή καλωδίων

Breaking Strengths

Note: The maximum CAPACITY, WORKING LOAD LIMIT (WLL), or LINE PULL of the rope is 1/5 of the below stated values. For specific information consult the standards applicable application.

Class 6 x 37 IWRC (Steel Core)

Rope dia. inch	Nominal Strength tons of 2000 lbs EIPS	Weight per foot lbs.
1/4	3.4	.12
5/16	5.2	.18
3/8	7.5	.25
7/16	10.2	.34
1/2	13.3	.44
9/16	16.8	.56
5/8	20.6	.69
3/4	29.4	.99
7/8	39.8	1.35
1	51.7	1.76
1-1/8	65.0	2.23
1-1/4	79.9	2.75
1-3/8	96.0	3.33
1-1/2	114.0	3.96
1-3/4	153.0	5.67
2	198.0	7.39
2-1/4	247.0	9.36
2-1/2	302.0	11.15

Metric 6 x 36 IWRC (Steel Core)

Rope dia. mm	Minimum Breaking Strength kN
5.5 ⁽²⁾	25.1
7 ⁽³⁾	37.5
8	44.7
9 ⁽³⁾	56.6
10	69.8
11	84.5
12	109.7
13	118.0
14	137.0
15	157.0
16	179.0
18	226.0
19	252.0
20	279.0
22	338.0
24	402.0
26	472.0
28	548.0

⁽²⁾ 6x19 Seale, IWRC

⁽³⁾ 6x31 Filler, IWRC

⁽⁴⁾ 6x25 Warrington, IWRC

Class 6 x 37 FC (Fiber Core)

Rope dia. inch	Nominal Strength tons of 2000 lbs EIPS	Weight per foot lbs.
1/4	3.0	.10
5/16	4.7	.16
3/8	6.7	.23
7/16	9.1	.31
1/2	11.8	.40
9/16	14.8	.51
5/8	18.4	.63
3/4	26.2	.90
7/8	35.4	1.23
1	45.9	1.60

Metric 6 x 36 FC (Fiber Core)

Rope dia. mm	Minimum Breaking Strength kN
6.5	27.3
8	41.4
10	68.9
11	78.2
13	109.3
14	126.0
16	165.0
18	209.0
19	233.0
20	258.0

ΚΙΓΚΛΙΔΩΜΑΤΑ ΓΙΑ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΕΣ & ΕΙΔΙΚΟΙ ΟΡΘΟΣΤΑΤΕΣ



IPE 100 IPE 120

IPE 120 με δύο οπές 2-ιντσών (Φ60)
Διαστάσεις πλάκας έδρασης :
250X300X10 mm (std)



IPE 120 με μία οπή 2-ιντσών και δύο
οπές 1 1/2 ίντσας (Φ48) η καθεμία.
Διαστάσεις πλάκας έδρασης :
250X300X10 mm (std)



Σύστημα στήθαιον : Κυκλόμοια πεζογέφυρας
Εφαρμοζόμενες Προδιαγραφές : ΥΠΕΧΩΔΕ, ΤΣΥ, κατ' απαίτηση του
εκάστοτε έργου .

Το σύστημα αποτελείται από ορθοστάτη IPE100 ή IPE120 με 1,2 ή 3 οπές για τον χειρολισθήρα . Ο ορθοστάτης μπορεί επίσης να έχει διμορφωμένο προφίλ U120X55 ή άλλο κατόπιν παραγγελίας . Ο χειρολισθήρας είναι σωλήνας ραφής, γαλβανισμένος εν θερμώ, με βόλτα και μούφα συνδέσεως, με διαμέτρους από 2 ίντσες (Φ60) και 1 1/2 ίντσα . Η άνω οπή είναι 2" και οι άλλες μπορεί να είναι 2" ή 1 1/2 " , ανάλογα με τις ανάγκες του εκάστοτε έργου και την απαίτηση του Πελάτη .

Ο ορθοστάτης έχει συγκολλημένη μία πλάκα έδρασης με διαστάσεις που κυμαίνονται ανάλογα με τη χρήση . Η πλάκα βιδώνεται σε κλωβό αγκύρωσης τύπου NEHER ο οποίος έχει πρώτα τοποθετηθεί εντός του σκυροδέματος . Εναλλακτικά, οι ορθοστάτες μπορούν να ακιτωθούν με βύσματα express, εάν η επιφάνεια εργασίας είναι ήδη σκυροδετημένη .

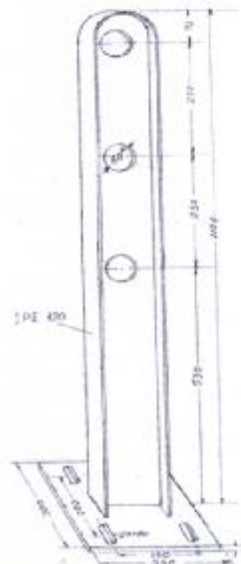
Οι ορθοστάτες μπορούν να προσφερθούν και χωρίς πλάκα έδρασης, για τις περιπτώσεις έμπηξης στο έδαφος .

Στάνταρντ διαστάσεις πλάκας έδρασης : 250X250, 200X200, 250X300, 300X300

Πέχος ελάσματος : 10 mm

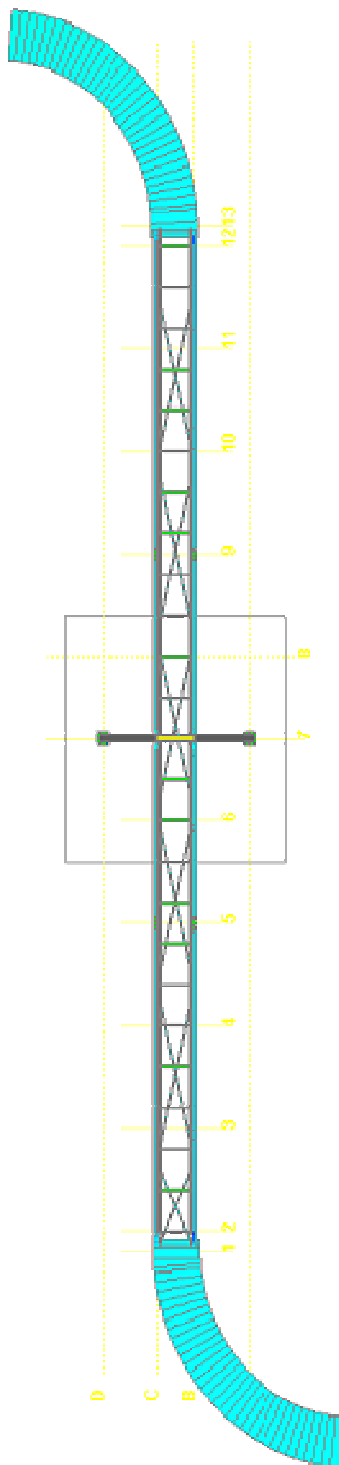
Υψος ορθοστάτη : 0,75, 0,90, 1,0 & 1,1 m .

Άλλα ύψη κατόπιν παραγγελίας .

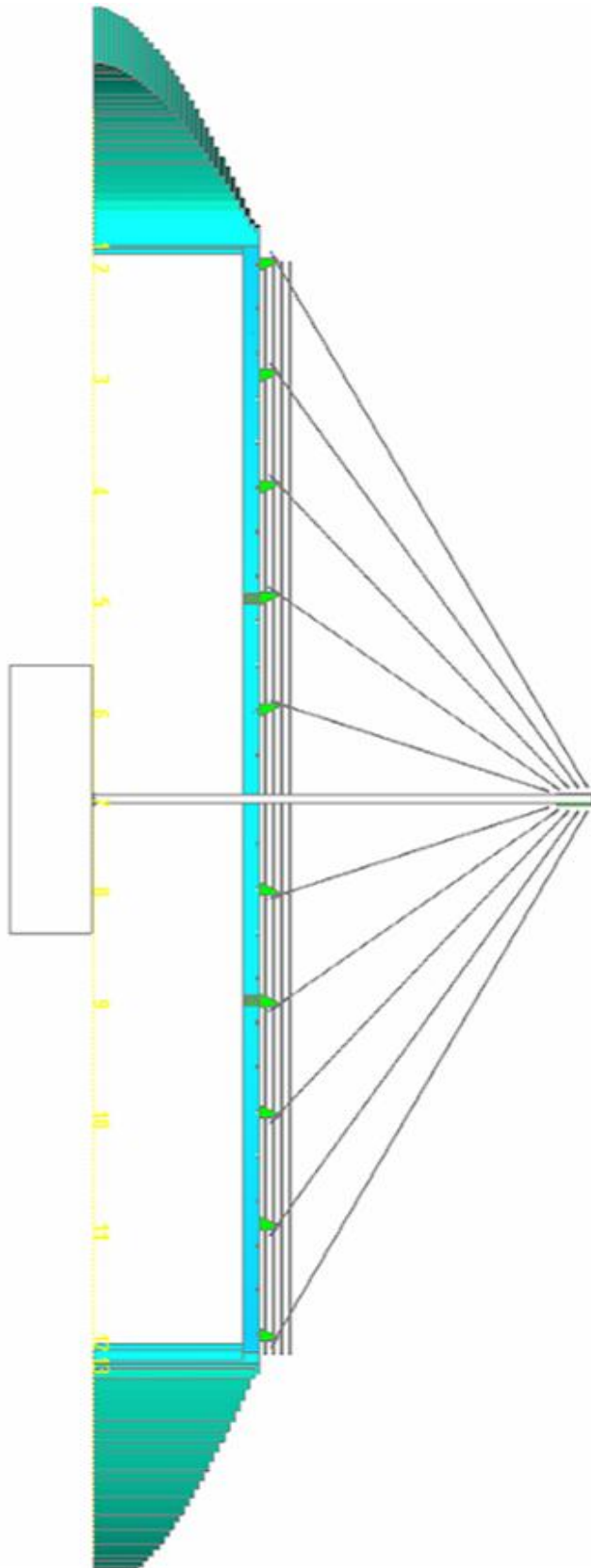


ΟΛΑ ΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΙΝΑΙ ΓΑΛΒΑΝΙΣΜΕΝΑ ΕΝ ΘΕΡΜΩ ΚΑΤΑ ENISO 1461.
Τα υλικά σύνδεσης (βίδες, περικόχλια, ροδέλλες) μπορεί να είναι ηλεκτρογαλβανισμένα, κατ' επιλογήν.

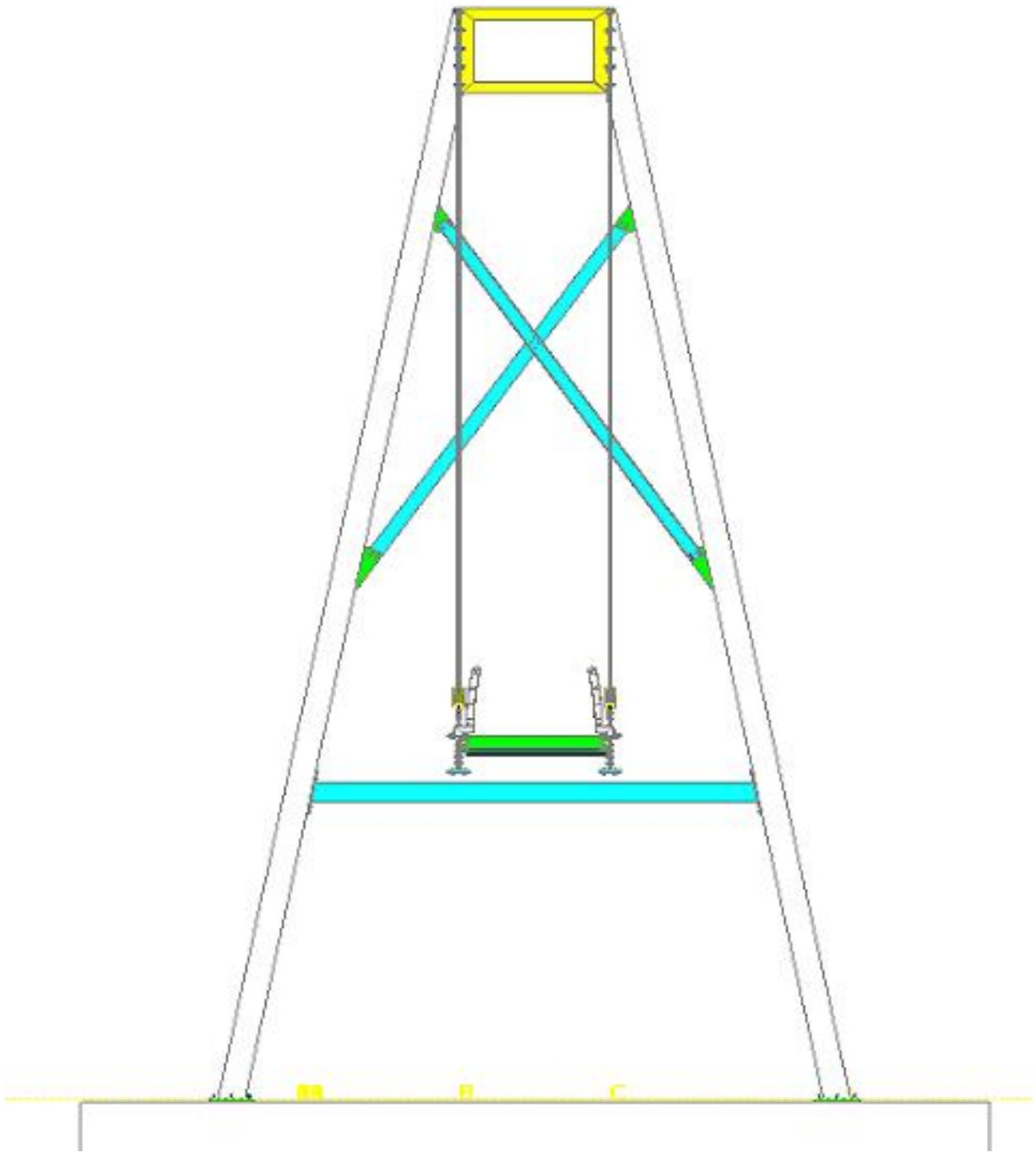
11.Λεπτομερής σχεδίαση πεζογέφυρας:
Κατοπή πεζογεφύρας:



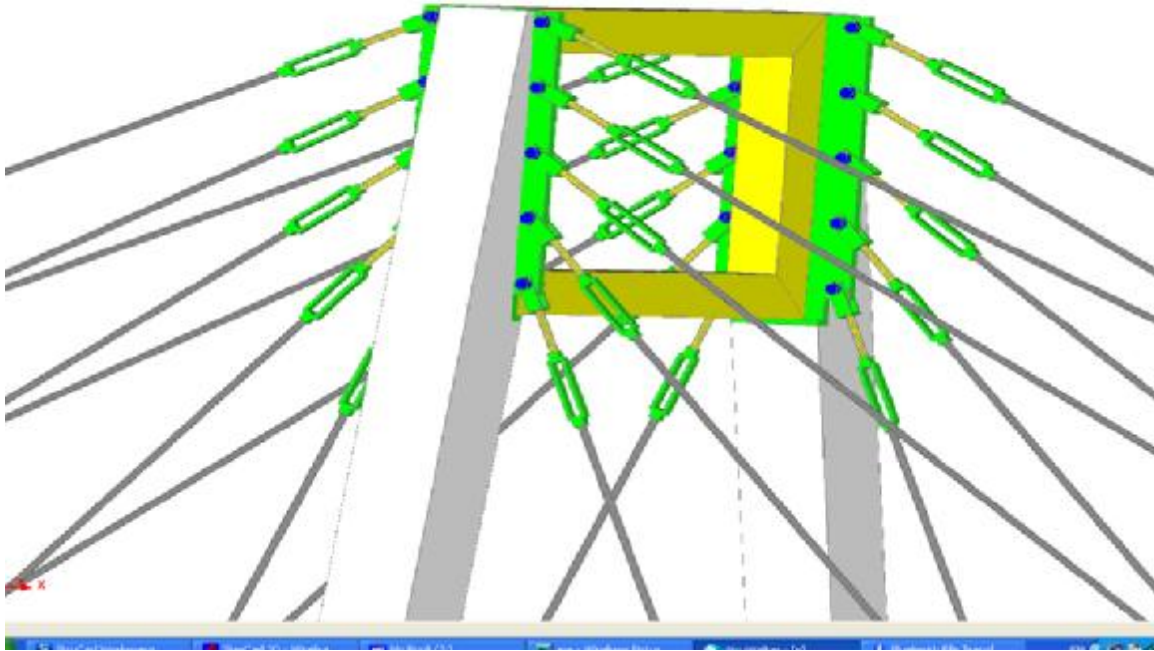
Πλάγια όψη:



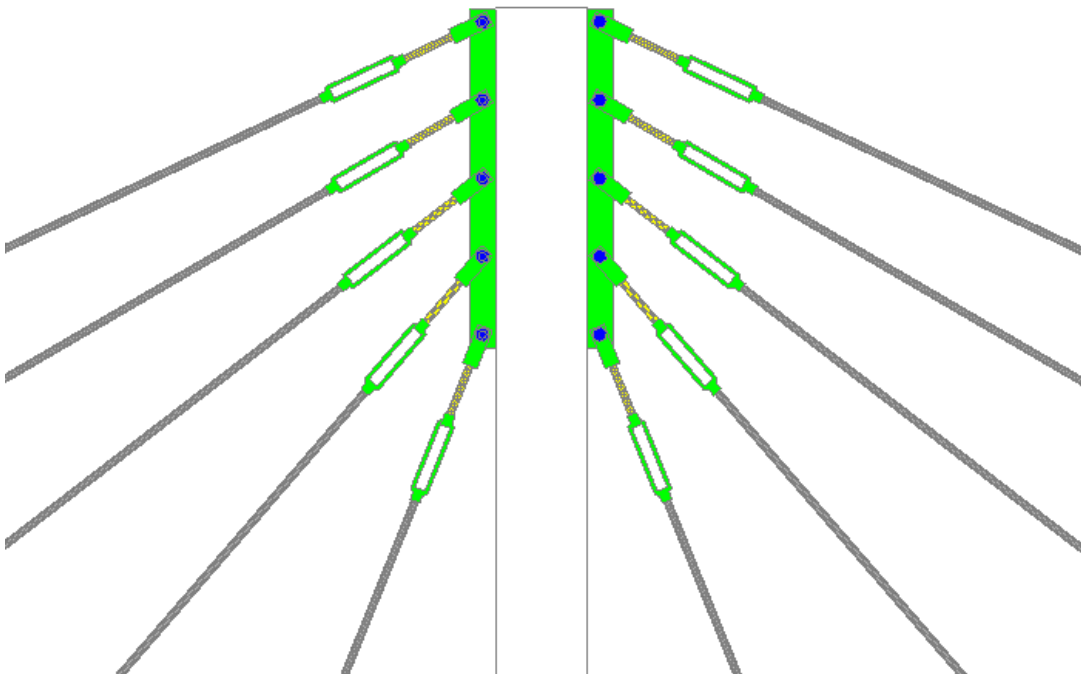
Πρόσοψη πεζογέφυρας:



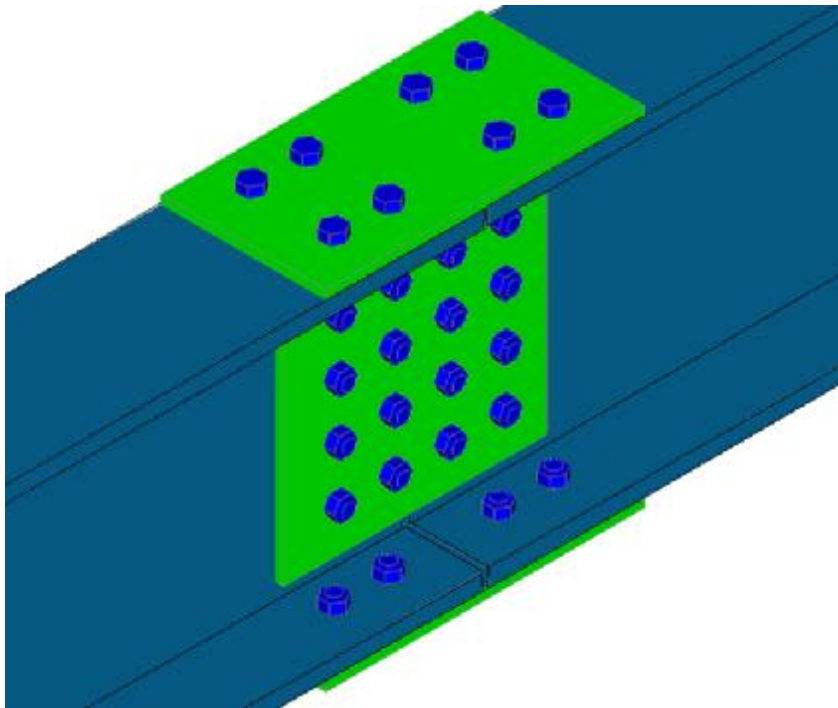
Συνδεση καλωδίων με των πυλώνα:



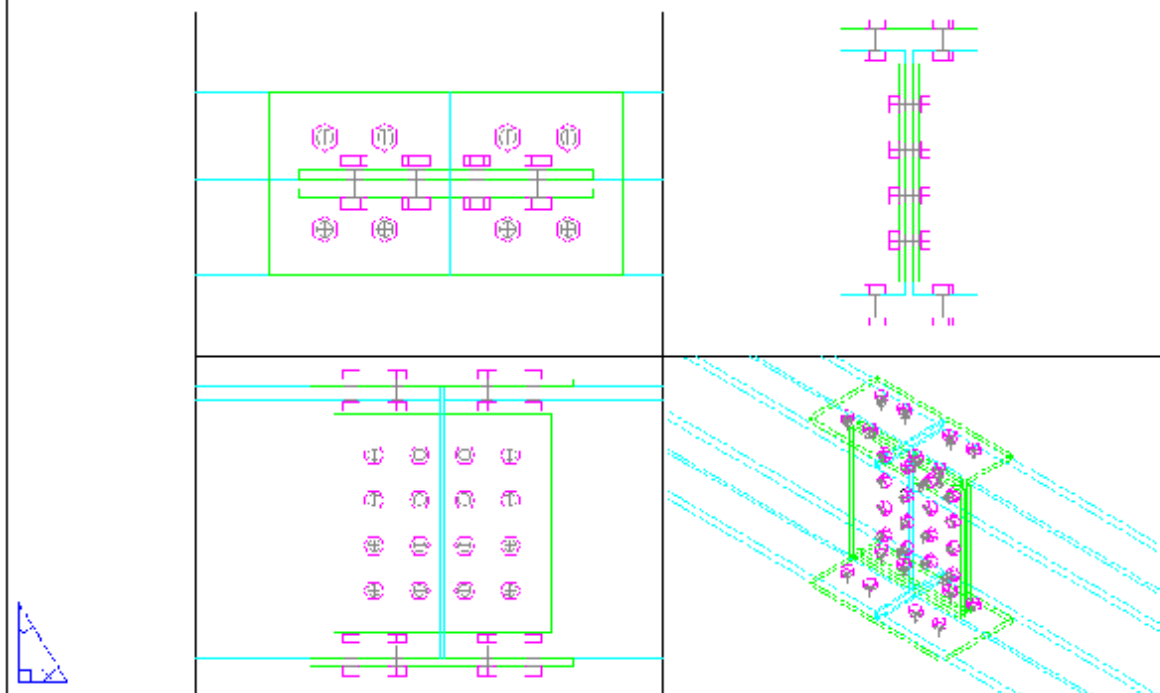
Συνδεση καλωδίων με των πυλώνα(πλάγια όψη):



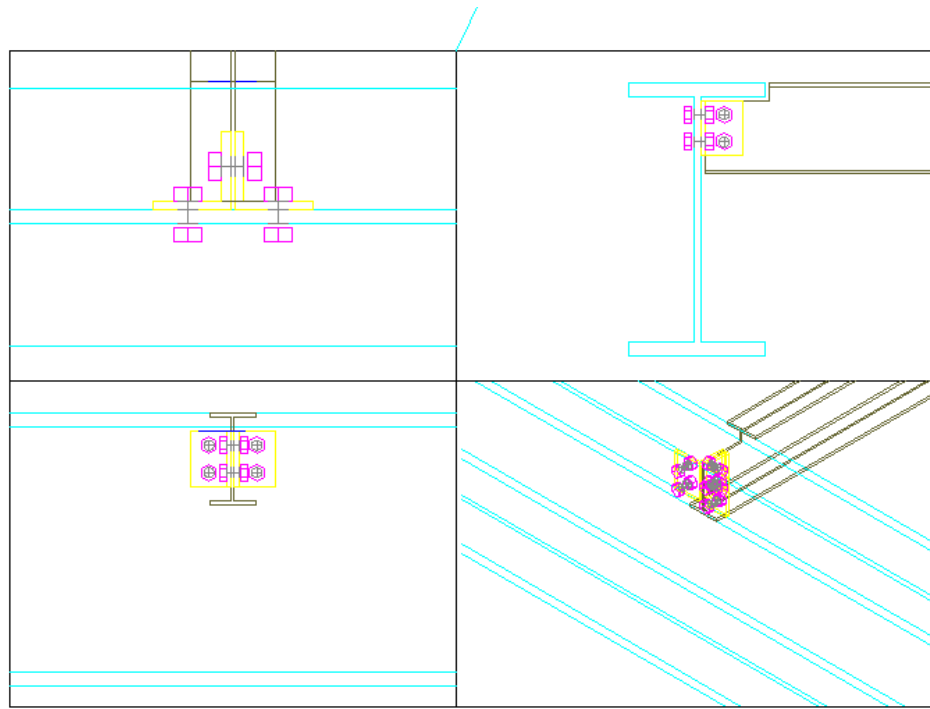
Λεπτομέρειες ένωσης κύριων δοκών(διατομής ΗΕΒ600):



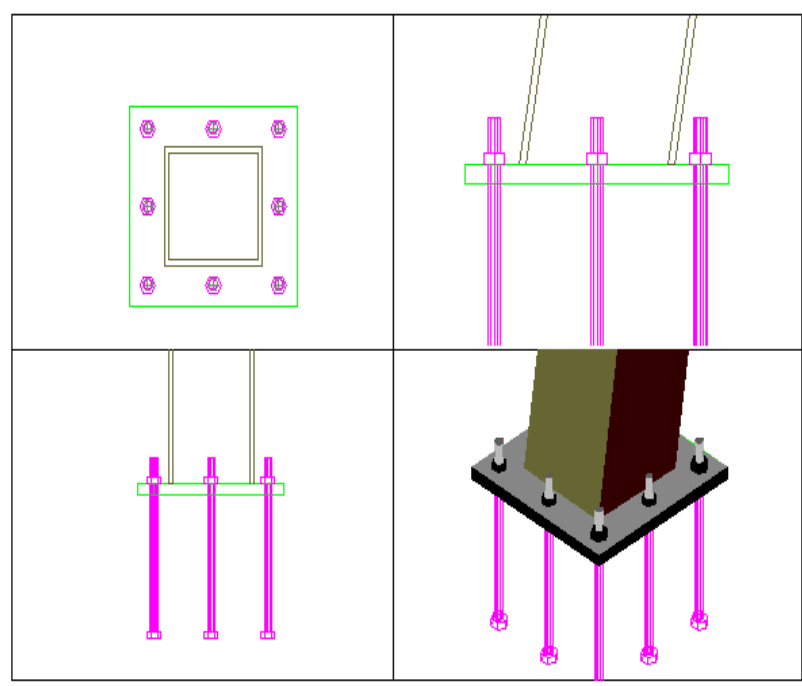
Οψεις:(κατοψη, τομή,πλαγια οψη, 3D)



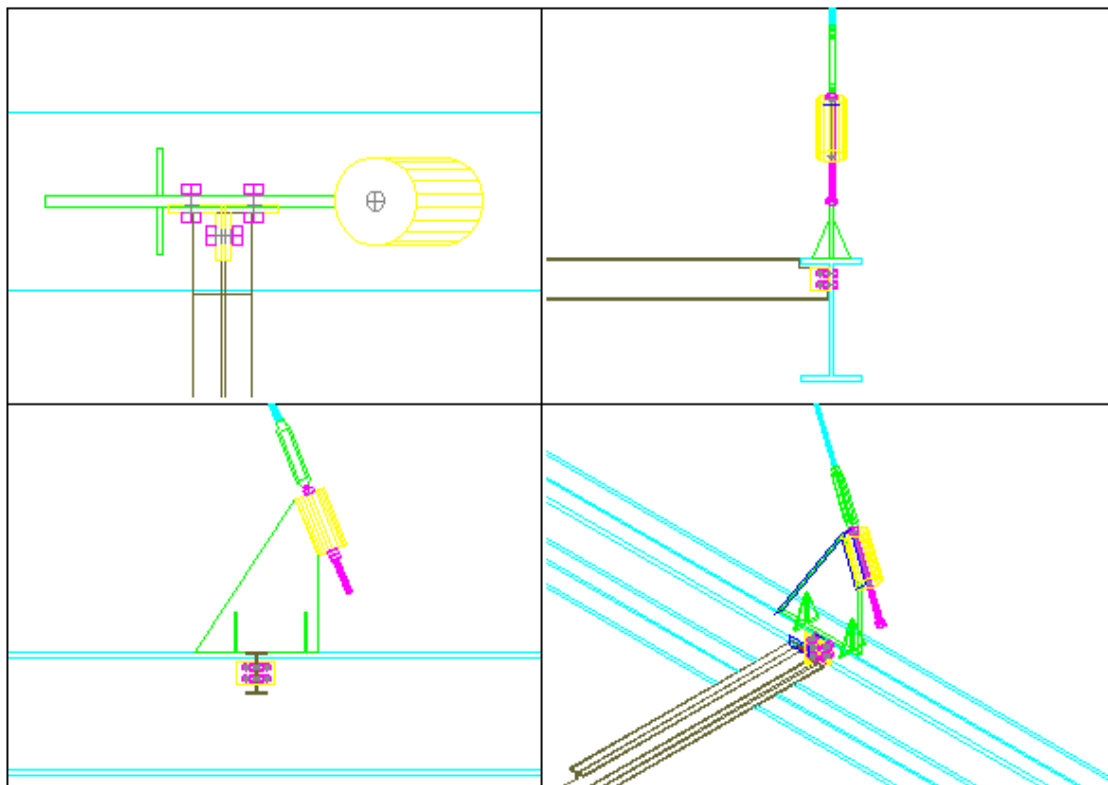
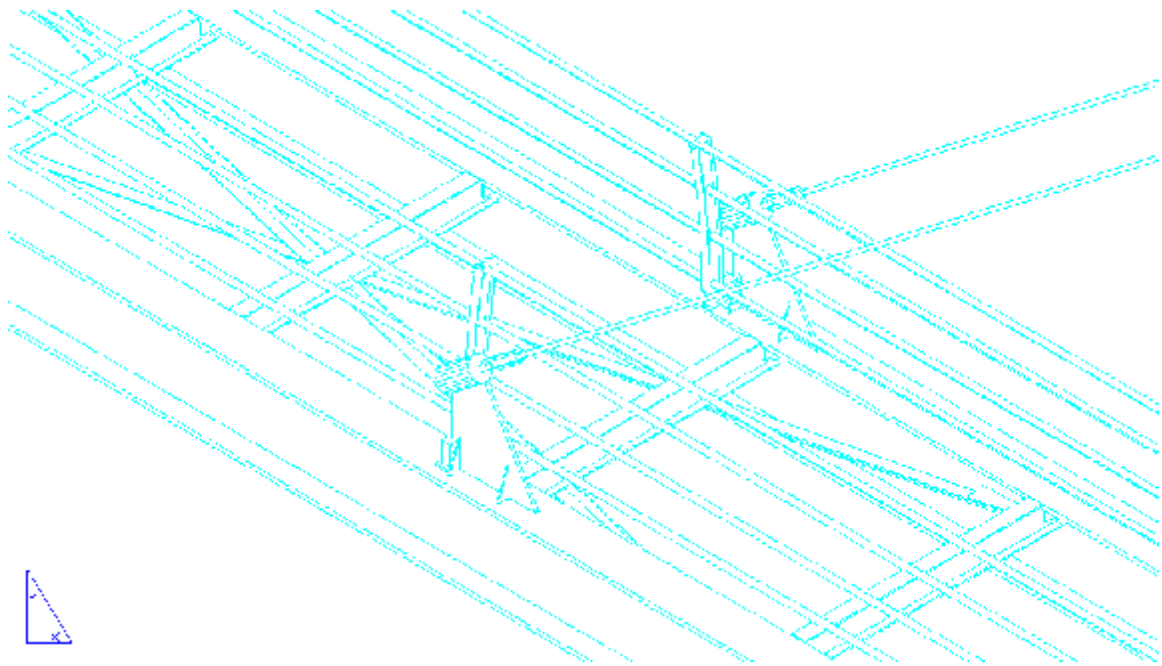
Λεπτομέρειες συνδεσής διαδοκιδών(διατομής IPE200) με τις κύριες δοκούσ(διατομής HEB600):
Οψεις :



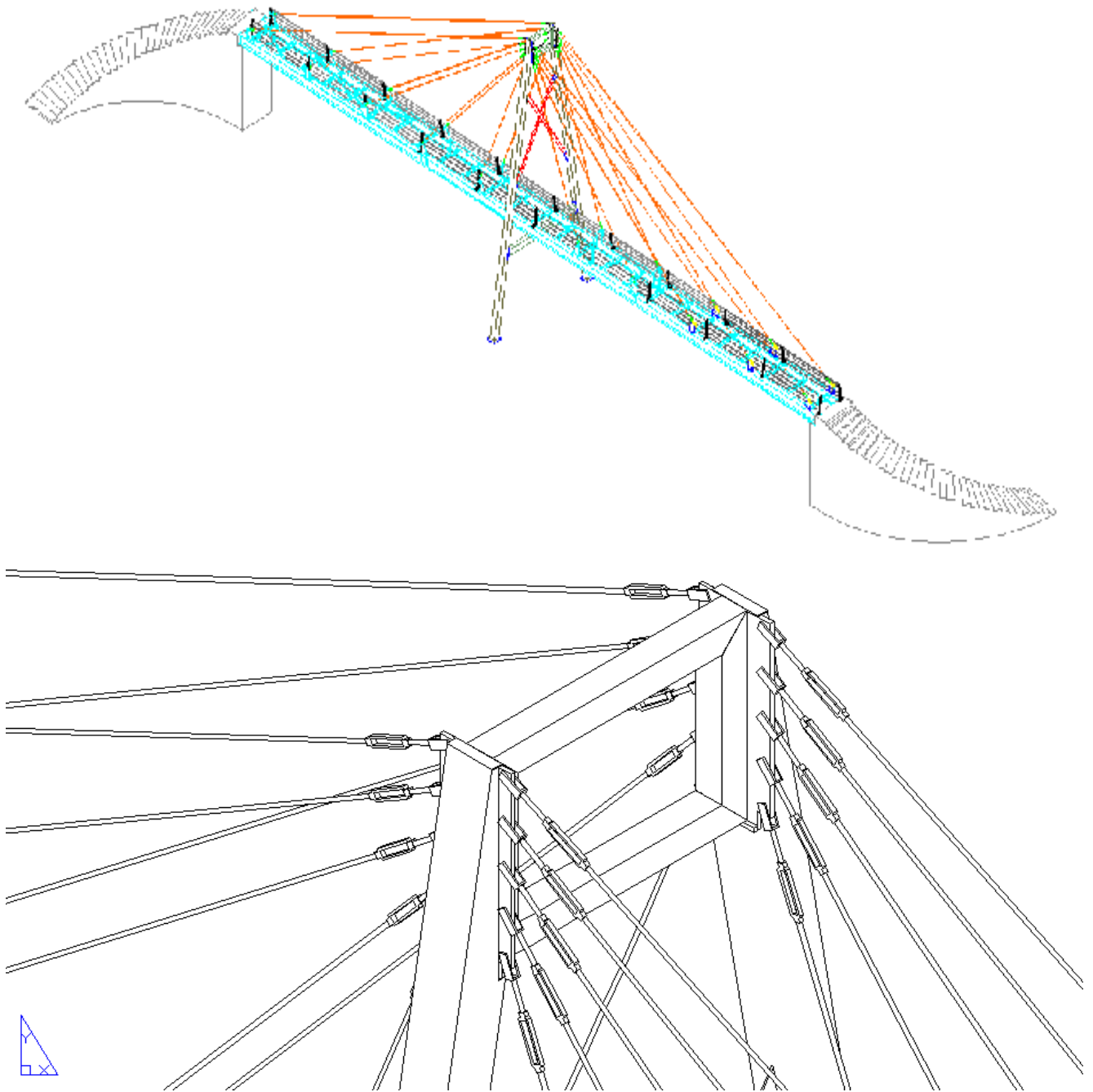
Στήριξη πυλώνα στο βαθρο:Οψεις

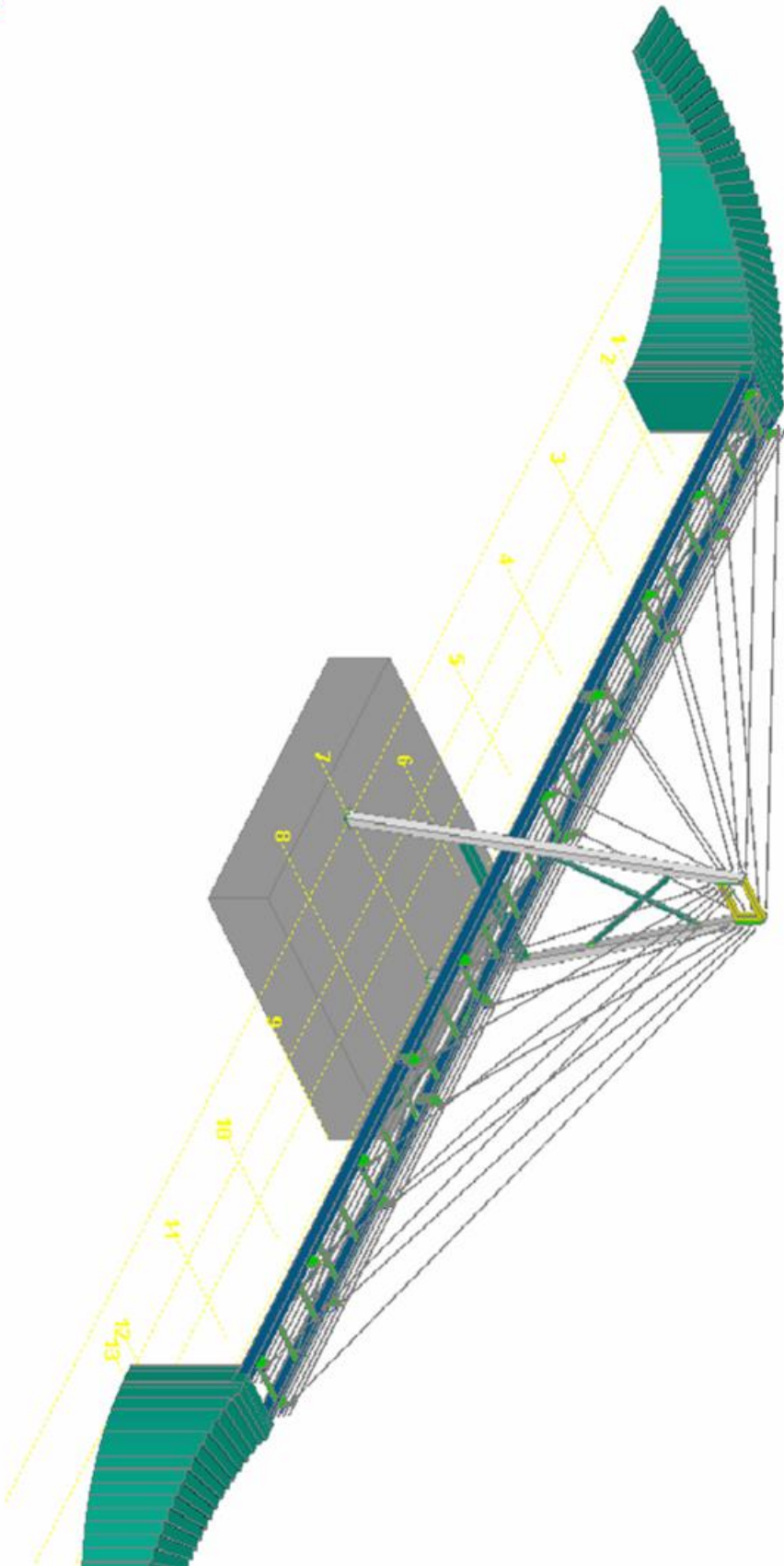


Ελάσματα απο τα οποία αναρτώνται τα καλώδια: ουαίς



Διαφορα αλλα σχέδια με λεπτομέρειες :





ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

I.Ελληνική

1. Π.Α Βαθούνης Μηχανική του απαραμόρφωτου στερεού
2. Π.Α Βαθούνης Τεχνική μηχανική αντοχή των υλικών
3. Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος Σιδηρές και συμμικτές γέφυρες
4. Ανδρέας Χρ. Γιαννόπουλος Μεταλλικές κατασκευές
5. Τζιολάς Αλ. Σιδηρές κατασκευές (θεωρία-Μεθοδολογία εφαρμογές)
6. Φολκ Τζ. Ευρωκωδικός 3 κατασκευές απο χάλυβα
7. Εκδόσεις κλειδάριθμος Σιδηρές κατασκευές Τ. β' τόμος

II.Ξένη

1. M.S Troitsky DSC Cable-stayed Bridges Theory and design